

**Estudo de Alternativas para Concepção de um
Sistema de Esgotamento Sanitário para o
Distrito de Vila Seca – Caxias do Sul, RS**

Sara Borém Sfredo

Orientadora: Prof. Dra. Maria Eliza Nagel Hassener

2010/1



**Universidade Federal de Santa Catarina
Curso de Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental**

**ESTUDO DE ALTERNATIVAS PARA CONCEPÇÃO DE UM
SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO PARA O DISTRITO DE
VILA SECA – CAXIAS DO SUL, RS**

Sara Borém Sfredo

**Trabalho apresentado à
Universidade de Santa
Catarina para Conclusão do
Curso de Graduação em
Engenharia Sanitária e
Ambiental**

**Orientadora
Prof. Dra. Maria Eliza Nagel Hassemer**

**FLORIANÓPOLIS, (SC)
JUNHO/2010**

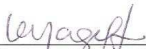
**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL**

**ESTUDO DE ALTERNATIVAS PARA CONCEPÇÃO DE UM SISTEMA DE
ESGOTAMENTO SANITÁRIO PARA O DISTRITO DE VILA SECA – CAXIAS DO
SUL, RS**

SARA BORÉM SFREDO

**Trabalho submetido à Banca Examinadora como parte dos requisitos para
Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental–
TCC II**

BANCA EXAMINADORA :


Prof. Dra. Maria Eliza Nagel Hassemer
(Orientadora)


Engº Fabrício Ariel Radloff
(Membro da Banca –
Engenheiro Sanitarista e Ambiental)


Prof. Dr. Flávio Rubens Lapolli
(Membro da Banca –
Professor Titular ENS/UFSC)

**FLORIANÓPOLIS, (SC)
JUNHO/2010**

AGRADECIMENTOS

A beleza de compartilhar a vida muitas vezes está no encontro de si mesmo no outro, no espelho refletido de nós mesmos nas esquinas por aí, nos olhares certos, mas mais ainda é possível encontrar extrema beleza no estranho alheio, naquilo onde não estamos e que é de quem a gente ama, no que aparece desconhecido.

A beleza de olhar no outro algo tão distante da gente e perceber que é exatamente isso que faz dessa pessoa tão amada e confortável.. por mais que esse conforto venha do avesso, que seja estranho. E assim no encontro do meu sagrado com o teu sagrado criamos um novo, maior e mais poderoso, nos tornando vencedores de nós mesmos. Aprendemos juntos que a vida (a bela vida) é o próprio movimento do encontro ao desconhecido.

*- amor silencioso –
(autoria própria)*

À minha mãe pelo amor e carinho infinitos, aos meus irmãos pelo respeito, carinho e admiração, aos meus amigos por fazerem dessa vida tão deliciosa e a Deus pela beleza.

RESUMO

A partir do contexto atual encontrado no distrito de Vila Seca (RS) a respeito do barramento do Arroio Marrecas, fez-se necessário, por parte do governo local, como medida compensatória, o compromisso de sanear o distrito. Vale ressaltar que a região de estudo não apresenta nenhum tipo de rede coletora e tratamento dos efluentes ali produzidos, sendo estes lançados in natura ou após tratamento primário, realizado nos próprios domicílios, nos corpos receptores. Sendo assim, o presente trabalho apresenta uma série de estudos como: delimitação das bacias de hidrologia e de esgotamento, estudo populacional prevendo a saturação da área de interesse, o estudo das vazões de contribuição do esgoto produzido na região e um estudo técnico e econômico para escolha do melhor tratamento e da melhor locação para ETE a fim de chegar na concepção de um sistema que possa ser implantado no distrito.

Palavras-chave: Sistema de esgoto sanitário, bacias de esgotamento, estudo de alternativas

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	11
2.	OBJETIVOS	13
2.1.	OBJETIVO GERAL	13
2.2.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	13
3.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
3.1.	CONCEPÇÃO DE UM SISTEMA DE ESGOTO SANITÁRIO	14
3.2.	PARTES DE UM SISTEMA DE ESGOTO SANITÁRIO	14
3.3.	NÍVEIS DE TRATAMENTO	15
3.3.1.	TRATAMENTO PRELIMINAR	16
3.3.2.	TRATAMENTO PRIMÁRIO	17
3.3.3.	TRATAMENTO SECUNDÁRIO	17
3.3.4.	TRATAMENTO TERCIÁRIO	18
3.4.	CARACTERIZAÇÃO DAS TECNOLOGIAS	18
3.4.1.	LODO ATIVADO CONVENCIONAL	18
3.4.2.	REATORES ANAERÓBIOS DE FLUXO ASCENDENTE	19
3.4.3.	LAGOAS ANAERÓBIAS	21
3.4.4.	LAGOAS FACULTATIVAS	22
3.4.5.	LAGOAS AERÓBIAS	22
3.4.6.	LAGOAS DE POLIMENTO	23
3.4.7.	SISTEMAS COMBINADOS DE LAGOAS	24
3.4.8.	SISTEMAS COMBINADOS DE REATORES E LAGOAS	24
3.4.9.	FILTROS AERADOS	25
3.4.10.	FILTROS ANAERÓBIOS	26
3.4.11.	SISTEMAS COMBINADOS DE REATORES E FILTROS	27
3.4.12.	DESINFECÇÃO FINAL	27
3.4.13.	TRATAMENTO E DESTINAÇÃO FINAL DOS RESÍDUOS	28
	DE TRATAMENTO	28
3.5.	COLETA E TRANSPORTE DOS ESGOTOS	29
4.	METODOLOGIA	31
4.1.	LOCAL DE ESTUDO	31
4.2.	DELIMITAÇÃO DAS BACIAS	32
4.3.	ESTUDO POPULACIONAL	33
4.4.	ESTUDO DAS VAZÕES	34
4.5.	ESTUDO DAS ALTERNATIVAS DE TRATAMENTO	34
4.6.	TRAÇADO DA REDE	34

5.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	35
5.1.	PLANEJAMENTO DA ÁREA DE ESTUDO	35
5.1.1.	DELIMITAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	35
5.1.2.	DELIMITAÇÃO DAS BACIAS HIDROLÓGICAS	35
5.1.3.	DELIMITAÇÃO DAS BACIAS DE ESGOTAMENTO	
SANITÁRIO		36
5.2.	ALCANCE DO ESTUDO	37
5.3.	ESTUDO POPULACIONAL	37
5.3.1.	POPULAÇÃO DE SATURAÇÃO	40
5.4.	ESTUDO DAS VAZÕES	44
5.4.1.	CONTRIBUIÇÃO DOMÉSTICA	45
5.4.1.1.	COEFICIENTE DE RETORNO	45
5.4.1.2.	CONTRIBUIÇÃO “PER CAPITA” DE ESGOTO (Q_{ESG})	46
5.4.1.3.	COEFICIENTES DE VARIAÇÃO DE VAZÃO	47
5.4.1.4.	VAZÃO DOMÉSTICA MÉDIA (Q_{MED})	48
5.4.1.5.	VAZÃO MÁXIMA DIÁRIA ($Q_{MAX.DIA}$)	48
5.4.1.6.	VAZÃO MÁXIMA HORÁRIA ($Q_{MAX.HOR}$)	49
5.4.1.7.	VAZÃO MÍNIMA (Q_{MIN})	50
5.4.2.	ÁGUAS DE INFILTRAÇÃO	51
5.4.3.	CONTRIBUIÇÕES CONCENTRADAS	52
5.4.4.	CONCLUSÃO DAS VAZÕES	52
5.5.	ESTUDO TÉCNICO E ECONOMICO	53
5.5.1.	ALTERNATIVAS DE TRATAMENTO	53
5.5.1.1.	DEMANDA DE ÁREA	54
5.5.1.2.	CONSUMO DE ENERGIA	55
5.5.1.3.	VOLUME DE LODO A SER TRATADO	56
5.5.1.4.	VOLUME DE LODO A SER DISPOSTO	57
5.5.1.5.	CUSTOS	58
5.5.1.6.	EFICIÊNCIA NA REMOÇÃO DE DBO	60
5.5.1.7.	CONCLUSÕES	61
5.5.1.8.	EFICIÊNCIA TÍPICA DAS ALTERNATIVAS DE	
TRATAMENTO		65
5.5.1.9.	ESCOLHA DA ALTERNATIVA DE TRATAMENTO	66
5.5.2.	ALTERNATIVAS DE LOCAÇÃO DA ETE	66
5.6.	DESCRIÇÃO DO SISTEMA PROPOSTO	70
5.6.1.	REDE COLETORA DE ESGOTO	72
5.6.1.1.	ACESSÓRIOS	73
5.6.1.2.	LOCAÇÃO DAS ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS DE	
ESGOTO		74
6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	76
7.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	77
8.	ANEXOS	79

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 4.1 – Município de Caxias e Distrito de Vila Seca</i>	32
<i>Figura 5.1 – Área de Estudo do Distrito de Vila Seca.</i>	35
<i>Figura 5.2 – Localização das bacias do Arroio Marrecas do Arroio Faxinal (Adaptado Google Earth 2002)</i>	36
<i>Figura 5.3 – Localização das bacias de esgotamento do Distrito de Vila Seca (Adaptado de Google Earth 2002)</i>	37
<i>Figura 5.4 – Áreas de Expansão para Vila Seca (adaptado de Google Earth 2002)</i>	41
<i>Figura 5.5 - Valor presente total para os custos de implantação e operacionais</i>	62
<i>Figura 5.6 - Localização das três áreas para implantação da ETE de Vila Seca (Imagem Google Earth 2002)</i>	67
<i>Figura 5.7 - Localização detalhada para área de implantação da ALTERNATIVA 01 (Imagem Google Earth 2002)</i>	68
<i>Figura 5.8 - Localização detalhada para área de implantação da ETE - ALTERNATIVA 02 e ALTERNATIVA 03 (Imagem Google Earth 2002)</i>	69
<i>Figura 5.9 – Layout do sistema de esgotamento sanitário de Vila Seca</i>	71
<i>Figura 5.10 – Detalhe das linhas de Recalque da Rede Coletora.</i>	72
<i>Figura 5.11 – Traçado da rede coletora e locação das EEE através do software SANCAD.</i>	74
<i>Figura 5.12 - Locação EEE Bacia J e EEE Bacia K</i>	75
<i>Figura 5.13 – Locação EEE Bacia L</i>	75

LISTA DE TABELAS

<i>Tabela 3.1 – Níveis do tratamento dos esgotos.</i>	16
<i>Tabela 3.2 – Panorama sobre as vantagens e desvantagens do processo lodo ativado</i>	19
<i>Tabela 3.3 – Panorama sobre as vantagens e desvantagens do reator UASB</i>	21
<i>Tabela 3.4 – Panorama sobre as vantagens e desvantagens da lagoa aerada facultativa</i>	23
<i>Tabela 3.5 – Panorama sobre as vantagem e desvantagem do biofiltro aerado submerso.</i>	25
<i>Tabela 5.1 - Estimativa populacional para o Distrito de Vila Seca</i>	38
<i>Tabela 5.2 - Estimativa populacional para a área de estudo do Distrito de Vila Seca</i>	39
<i>Tabela 5.3 – População de saturação para as bacias de esgotamento</i>	41
<i>Tabela 5.4 - Estimativa populacional para saturação da área de estudo do Distrito de Vila Seca</i>	42
<i>Tabela 5.5 – Vazão média doméstica (Q_{med}) – Distrito Vila Seca</i>	48
<i>Tabela 5.6 - Vazão máxima diária doméstica ($Q_{max.dia}$) – Distrito Vila Seca</i>	49
<i>Tabela 5.7 – Vazão máxima horária doméstica ($Q_{max.hor}$) – Distrito Vila Seca</i>	49
<i>Tabela 5.8 – Vazão mínima doméstica (Q_{min}) – Distrito Vila Seca</i>	50
<i>Tabela 5.9 – Vazões contribuintes de infiltração para cada bacia de esgotamento – Distrito Vila Seca</i>	51
<i>Tabela 5.10 – Vazão média total (l/s) – Distrito Vila Seca</i>	52
<i>Tabela 5.11 – Vazão máxima diária total (l/s) – Distrito Vila Seca</i>	52
<i>Tabela 5.12 – Vazão máxima horária total (l/s) – Distrito Vila Seca</i>	53
<i>Tabela 5.13 – Vazão mínima total (l/s) – Distrito Vila Seca</i>	53
<i>Tabela 5.14 - Demanda de área para as alternativas de tratamento analisadas</i>	55
<i>Tabela 5.15 - Dados do consumo anual de energia nas diferentes alternativas de tratamento analisadas</i>	56
<i>Tabela 5.16 - Volumes de lodo líquido a serem tratados em cada alternativa de tratamento analisada</i>	57
<i>Tabela 5.17 - Volumes de lodo desidratado a serem dispostos em cada alternativa de tratamento</i>	58
<i>Tabela 5.18 -Custos referentes à implantação das alternativas de tratamento analisadas</i>	59
<i>Tabela 5.19 - Custos anuais de operação e manutenção das alternativas de tratamento analisadas</i>	60

<i>Tabela 5.20 – Eficiência na remoção de DBO das alternativas de tratamento analisadas</i>	61
<i>Tabela 5.21 – Cálculo do Valor Presente total para as alternativas de tratamento para Vila Seca</i>	63
<i>Tabela 5.22 - Importância na escolha das alternativas</i>	64
<i>Tabela 5.23 – Concentrações médias efluentes dos principais poluentes de interesse nos esgotos domésticos</i>	65
<i>Tabela 5.24 - Eficiências típicas de remoção dos principais poluentes de interesse nos esgotos domésticos</i>	65
<i>Tabela 5.25 – Custo estimado das alternativas apresentadas</i>	70
<i>Tabela 5.26 – Quantitativo dos acessórios por bacia de esgotamento.</i>	73

1. INTRODUÇÃO

De acordo com o histórico do abastecimento de água em Caxias do Sul, verifica-se à procura do atendimento da demanda demográfica e econômica para o suprimento de água potável, e as preocupações que daí surge.

De acordo com o SAMAE de Caxias do Sul, desde o início do estabelecimento da população urbana, faz-se constante a necessidade de ampliar o atendimento, o cuidado com a contaminação dos recursos existentes e a busca de novos recursos hídricos para implantação.

Para atender a esta crescente demanda optou-se por executar o barramento no Arroio Marrecas, mais precisamente no distrito municipal de Vila Seca, onde será armazenada água para atender a esta demanda durante os próximos 25 anos.

Para garantir a qualidade da água, e atender às condicionantes do licenciamento ambiental da obra em questão (RIMA - Barramento Arroio Marrecas, 2006) o governo do município assumiu o compromisso de sanear adequadamente o distrito de Vila Seca, pois parte deste se encontra situado sobre áreas de bacias de captação, divididas entre Arroio Faxinal e Arroio das Marrecas.

Dentre as ações que vão ser implementadas como compensação ambiental devido a construção dessa barragem, ficaram definidas as esferas de drenagem urbana, abastecimento de água potável e esgotamento sanitário.

Atualmente Vila Seca possui um sistema de drenagem urbana que não atende a todo o distrito, e nenhum tipo de rede coletora e tratamento público de esgotos sanitários. Portanto, estes são lançados in natura ou após tratamento primário dos domicílios para os corpos receptores e/ou na rede de drenagem pluvial existente, que tem como destino os Arroios Marrecas ou Faxinal, dependendo da localização geográfica em relação às duas principais sub-bacias hidrográficas.

Baseado nessas premissas, a implantação de um sistema de coleta, transporte e tratamento dos esgotos sanitários torna-se de fundamental importância, objetivando assim a eliminação destes inconvenientes a qualidade de vida da população

Os sistemas de esgotos sanitários também compreendem uma série de etapas complementares, de forma a garantir a coleta, o transporte, o tratamento e a disposição ambientalmente adequada e sanitariamente segura dos esgotos, fazendo com que assim os seguintes benefícios sejam atingidos:

- Melhoria das condições sanitárias locais, resultando na redução das doenças relacionadas com a água contaminada e, conseqüentemente, dos recursos aplicados no tratamento dessas doenças;
- “Cada dólar aplicado em saneamento representa uma economia de cerca de 4 dólares em medicina curativa” (Organização Mundial de Saúde)
- Afastamento rápido e seguro dos esgotos (fossas sépticas ou redes coletoras);

Deste modo, este trabalho tem por finalidade apontar a melhor alternativa de concepção do sistema de esgotamento sanitário para o distrito de Vila Seca, tendo como premissa as condições locais e a viabilidade técnica e econômica .

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GERAL

Este trabalho tem por objetivo geral realizar estudos de alternativas para concepção de um sistema de esgotamento sanitário no Distrito de Vila Seca.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar um estudo de alternativas para escolha do tratamento de esgotos do distrito dentre os critérios elencados;
- Escolher um local para implantação da Estação de Tratamento de Esgotos;
- Traçar de acordo com a topografia local uma rede para coleta e transporte do esgoto produzindo na área de estudo;
- Apresentar um Layout do sistema proposto.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Os sistemas de esgotos sanitários apresentam principalmente os seguintes objetivos e finalidades:

- coletar os esgotos individualmente ou coletivamente;
- afastamento rápido e seguro dos esgotos (fossas sépticas ou redes coletoras);
- tratamento e disposição sanitária dos efluentes;
- eliminação da poluição do solo;
- conservação dos recursos hídricos;
- eliminação de focos de poluição e contaminação;
- redução na incidência das doenças relacionadas com a água contaminada

3.1. CONCEPÇÃO DE UM SISTEMA DE ESGOTO SANITÁRIO

Entende-se por concepção de um sistema de esgoto sanitário, o conjunto de estudos e conclusões referente ao estabelecimento de todas as diretrizes, parâmetros e definições, necessários e suficientes, para a caracterização completa do sistema a projetar.

No conjunto de atividades que constitui a elaboração do projeto de um sistema de esgotamento sanitário, a concepção é elaborada na fase inicial do projeto, o que lhe confere um caráter mais de pesquisa e menos de dimensionamento.

3.2. PARTES DE UM SISTEMA DE ESGOTO SANITÁRIO

Segundo Tsutiya (2000), a concepção do sistema deverá estender-se às suas diversas partes, relacionadas a seguir:

Rede Coletora: conjunto de canalizações destinadas a receber e conduzir os esgotos das residências, setores comerciais e públicos; o sistema de esgotos predial se liga retamente à rede coletora por uma tubulação chamada coletor predial. A rede coletora é constituída de coletores secundários e coletores troncos ou principais. Os coletores secundários são os coletores que recebem os despejos diretos dos prédios, ao passo que os coletores principais são os que recebem a contribuição dos coletores secundários e encaminham estas contribuições para um emissário ou interceptor.

Interceptor: os interceptores são responsáveis pelo transporte dos esgotos gerados nas sub-bacias, evitando que os mesmos sejam lançados nos corpos de água.

Emissário: Conduto final de um sistema de esgoto sanitário, destinado ao afastamento dos efluentes da rede para o ponto de lançamento (descarga) ou de tratamento, recebendo contribuições apenas na extremidade de montante.

Estação Elevatória (EE): são as instalações (tubulações, equipamentos e acessórios) destinadas a transportar os esgotos de uma cota mais baixa para uma cota mais alta.

Poço de Visita (PV): são dispositivos destinados a inspeção e limpeza das redes e tradicionalmente são colocados nos trechos iniciais da rede, nas mudanças de direção, material, declividade, diâmetro, nas junções de tubulações e em trechos muito longos. Apresentam um custo muito elevado e por isto sempre que possível devem ser substituídos por equipamentos adequados para a limpeza das redes coletoras de esgotos (TIL - tubos de inspeção e limpeza, TL - terminais de limpeza, CP - caixas de passagem).

Estação de Tratamento de Esgotos (ETE): são as instalações que tem por objetivo a remoção dos poluentes dos esgotos (redução de cargas poluidoras) antes do seu lançamento final.

3.3. NÍVEIS DE TRATAMENTO

Para que se tenha conhecimento dos processos de tratamento de esgoto, serão apresentados os níveis de tratamento e a caracterização de algumas tecnologias usadas para tratamento de esgotos sanitários.

O tratamento dos esgotos é usualmente classificado através dos seguintes níveis (ver Tabela 3.1):

- Preliminar;
- Primário;
- Secundário;
- Terciário (apenas eventualmente).

Tabela 3.1 – Níveis do tratamento dos esgotos.

Nível	Remoção
Preliminar	<ul style="list-style-type: none"> • Sólidos em suspensão grosseiros (materiais de maiores dimensões e areia)
Primário	<ul style="list-style-type: none"> • Sólidos em suspensão sedimentáveis • DBO em suspensão (associada à matéria orgânica componente dos sólidos em suspensão sedimentáveis)
Secundário	<ul style="list-style-type: none"> • DBO em suspensão (caso não haja tratamento primário: DBO associada à matéria orgânica em suspensão, presente no esgoto bruto). • DBO em suspensão finamente particulada (caso haja tratamento primário: DBO associada à matéria orgânica em suspensão não sedimentável, não removida no tratamento primário). • DBO solúvel (associada à matéria orgânica na forma de sólidos dissolvidos, presentes, tanto nos esgotos brutos, quanto no efluente do eventual tratamento primário, uma vez que sólidos dissolvidos não são removidos por sedimentação).
Terciário	<ul style="list-style-type: none"> • Nutrientes • Organismos patogênicos • Compostos não biodegradáveis • Metais pesados • Sólidos inorgânicos dissolvidos • Sólidos em suspensão remanescentes • Desinfecção

Fonte: VON SPERLING, 2005.

3.3.1. TRATAMENTO PRELIMINAR

O tratamento preliminar objetiva principalmente a remoção dos sólidos grosseiros e de areia, por meio de mecanismos físicos, para a proteção das bombas, tubulações e das unidades de tratamento subseqüentes.

A primeira etapa no tratamento preliminar é a caixa de areia, onde é retida a areia proveniente da rede coletora de esgotos, e também

de outros materiais de granulometria pequena e densidade superior a da água. O mecanismo de remoção da areia é o de sedimentação: os grãos de areia, devido às suas maiores dimensões e densidade, vão para o fundo do tanque, enquanto a matéria orgânica, de sedimentação bem mais lenta, permanece em suspensão, seguindo para as unidades posteriores.

O tratamento preliminar possui ainda uma calha de dimensões padronizadas (mais comum a calha Parshall), que é uma unidade acessória e serve para medição da vazão do esgoto que afluí na estação de tratamento e também, em alguns casos, para mistura inicial do coagulante devido ao ressalto hidráulico. A medição da vazão na calha Parshall é efetuada por conferência visual do nível do líquido em relação a uma régua graduada existente na própria calha.

3.3.2. TRATAMENTO PRIMÁRIO

O tratamento primário destina-se à remoção de sólidos em suspensão sedimentáveis e flutuantes, removendo parte da matéria orgânica. Nesse tipo de tratamento predominam os processos físicos de remoção de poluentes.

São empregados tanques de decantação na forma circular ou retangular, cuja eficiência de remoção de sólidos em suspensão situa-se em torno de 60 a 70 %. Por compreender uma parte significativa de matéria orgânica, a eficiência de remoção de DBO fica em torno de 25 a 35 %.

Estes tanques de decantação são utilizados principalmente antes de processos aeróbios, a fim de se evitar a sobrecarga dos mesmos. Ocorre nessa etapa a formação do lodo primário.

3.3.3. TRATAMENTO SECUNDÁRIO

Enquanto nos tratamentos preliminar e primário predominam mecanismos físicos, o tratamento secundário é caracterizado por mecanismos biológicos, sendo o objetivo principal a remoção de matéria orgânica que não foi removida no tratamento primário e eventual remoção de nutrientes (nitrogênio e fósforo).

Os processos de tratamento secundário de esgotos domésticos são concebidos de forma a acelerar os mecanismos de degradação que

ocorrem naturalmente nos corpos receptores. Desta forma, a decomposição dos poluentes orgânicos degradáveis é alcançada, em condições controladas, em intervalos de tempo menores do que nos sistemas naturais.

Existe uma grande variedade de métodos de tratamento em nível secundário, sendo que os mais encontrados são:

- Lagoas de estabilização;
- Reatores anaeróbios;
- Lodos ativados;
- Processos de disposição sobre o solo.

3.3.4. TRATAMENTO TERCIÁRIO

O tratamento terciário objetiva a remoção de poluentes específicos (usualmente tóxicos ou compostos não biodegradáveis) ou ainda, a remoção complementar de poluentes não suficientemente removidos no tratamento secundário (SPERLING, 2005).

Este nível de tratamento é utilizado quando se deseja obter um tratamento de qualidade superior para os esgotos. Neste tratamento são removidos compostos como nitrogênio e fósforo, além da remoção completa da matéria orgânica remanescente.

3.4. CARACTERIZAÇÃO DAS TECNOLOGIAS

A seguir são apresentadas descrições de tecnologias que poderiam ser utilizadas no sistema de tratamento de esgoto do distrito de Vila Seca, como os reatores com biofilme mais comuns, reator de lodo ativado, reatores anaeróbios e tratamento por lagoa de polimento, dentre outros.

3.4.1. LODO ATIVADO CONVENCIONAL

O lodo ativado é o principal tratamento aeróbio. Ele une uma elevada qualidade do efluente com baixos requisitos de área. No entanto, a complexidade operacional, consumo energético, o nível de mecanização e automação são relativamente elevados.

O princípio básico do sistema de lodos ativados convencional é

a recirculação dos sólidos acumulados no fundo da unidade de decantação, através de bombeamento, para a unidade de aeração.

Os equipamentos básicos requeridos pelo processo de lodo ativado são aeradores, tanque de decantação, elevatória de recirculação de lodo, removedores de lodo nos decantadores e nos adensadores, misturadores nos digestores, equipamento para gás e elevatória para retorno de sobrenadantes e drenados (SPERLING, 2005).

Com relação à remoção de coliformes e organismos patogênicos, por apresentarem reduzidos tempos de detenção nas unidades, têm-se que a eficiência é baixa e habitualmente insuficiente para atender aos requisitos de qualidade dos corpos receptores. Porém, devido à boa qualidade do efluente a demanda de cloro para a desinfecção é pequena, permitindo a remoção dos patógenos em poucos minutos. A adição do desinfetante não tem efeito significativo sobre os custos de tratamento.

Tabela 3.2 – Panorama sobre as vantagens e desvantagens do processo lodo ativado

Vantagens	Desvantagens
Elevada eficiência na remoção de DBO	Baixa eficiência na remoção de coliformes
Nitrificação usualmente obtida	Elevados custos de implantação e operação
Possibilidade de remoção biológica de N e P	Elevado consumo de energia
Baixos requisitos de área	Necessidade de operação sofisticada
Processo confiável, desde que supervisionado.	Elevado índice de mecanização e automação
Reduzidas possibilidades de maus odores	Relativamente sensível a descargas tóxicas
Flexibilidade operacional	Necessidade do tratamento completo do lodo e da sua disposição final
	Possíveis problemas ambientais com ruídos e aerossóis

Fonte: VON SPERLING, 2005

3.4.2. REATORES ANAERÓBIOS DE FLUXO ASCENDENTE

Há diversas variantes de reatores anaeróbios, neste item está descrito apenas o reator anaeróbio de fluxo ascendente e manta de lodo

UASB, sendo também freqüentemente denominado RAFA (reator anaeróbio de fluxo ascendente).

O UASB tem como grande vantagem, não precisar de decantação primária, diferentemente do filtro anaeróbio.

Sendo um tratamento anaeróbio, o UASB possui vantagens como baixa produção de sólidos, cerca de 5 a 10 vezes inferior à que ocorre nos processos aeróbios, baixa demanda de área e baixo consumo de energia, usualmente associado a uma elevatória de chegada. Por outro lado possui as comuns desvantagens de processos anaeróbios, como a possibilidade de geração de maus odores, o baixo consumo de nutrientes e o tempo elevado para a partida do processo (CHERNICHARO, 1997).

No reator UASB, o biogás pode ser capturado, podendo ser aproveitado para produção de energia elétrica, calor, vapor, ou mesmo ser queimado em um queimador simples. A combustão (produtiva ou não) do biogás tem duas vantagens importantes: elimina a possibilidade da emissão de odores, que é um dos maiores problemas de sistemas convencionais de lagoas de estabilização (incluindo lagoas anaeróbias) e protege o meio ambiente, uma vez que o gás metano contribui muito mais (20 vezes) para o efeito estufa que o CO_2 , produto resultante da queima do metano (CHERNICHARO, 2001).

Um reator tipo UASB, como os demais reatores anaeróbios, dificilmente produz efluente que atenda aos padrões estabelecidos pela legislação ambiental brasileira, sendo assim é necessário prever um pós-tratamento como forma de adequar o efluente.

Tabela 3.3 – Panorama sobre as vantagens e desvantagens do reator UASB

Vantagens	Desvantagens
Razoável eficiência na remoção de DBO	Baixa eficiência na remoção de coliformes
Baixos requisitos de área	Remoção de N e P praticamente nula
Baixos custos de implantação e operação	Usualmente necessita pós-tratamento
Tolerância a afluentes bem concentrados em matéria orgânica	Possibilidade de geração de maus odores, porém controláveis.
Reduzido consumo de energia	Dificuldade em satisfazer padrões de lançamento restritivos
Possibilidade do uso energético de biogás	(contornável com a inclusão de pós-tratamento)
Não necessita de meio suporte	
Construção, operação e manutenção simples	Relativamente sensível a variações de carga e compostos tóxicos
Baixíssima produção de lodo	
Estabilização do lodo no próprio reator	Possibilidade de geração de efluente com aspecto desagradável
Lodo com ótima desidratabilidade	
Necessidade apenas da disposição final do lodo	A partida do processo é geralmente lenta (mas pode ser acelerada com a utilização de sementeira)
Rápido reinício após períodos de paralisação (por vários meses)	

Fonte: VON SPERLING, 2005.

3.4.3. LAGOAS ANAERÓBIAS

Neste tipo de lagoa as condições anaeróbias são alcançadas através do lançamento de uma grande carga de matéria orgânica em relação ao volume da lagoa. Este tipo de tratamento tem sido utilizado para tratar esgotos domésticos e despejos industriais predominantemente orgânicos.

Em função da baixa taxa de reprodução das bactérias anaeróbias, o processo de estabilização é lento, o que representa a maior desvantagem, já que isto se reflete em maiores volumes necessários. Por outro lado este processo não requer qualquer tipo de equipamento e tem um consumo de energia praticamente desprezível.

As lagoas têm uma eficiência de remoção de DBO relativamente baixa, em torno de 50 a 60 %, fazendo-se necessário a implantação de pós-tratamento. (SPERLING, 2005).

Por ser um sistema anaeróbio, há a possibilidade da geração de

maus odores. Isto não deve ocorrer quando o sistema está bem equilibrado, mas como se corre risco de eventuais problemas operacionais, o sistema geralmente é localizado com certo afastamento de áreas residenciais.

3.4.4. LAGOAS FACULTATIVAS

No sistema de lagoas facultativas o esgoto afluente é purificado ao longo da sua passagem pela lagoa, que demora vários dias. Os diversos mecanismos da purificação ocorrem em três zonas da lagoa, denominadas: zona anaeróbia, zona aeróbia e zona facultativa.

Conforme Sperling (2005), as lagoas facultativas são a variante mais simples dos sistemas de lagoas de estabilização. Os esgotos são retidos por um período de tempo longo o suficiente para que os processos naturais de estabilização da matéria orgânica se desenvolvam.

Por utilizar somente processos naturais o sistema é simples e confiável, uma vez que não há equipamentos e tecnologias especiais que poderiam estragar ou trazer complicações. Por outro lado, os processos naturais são lentos, fazendo-se necessário a aplicação de longos tempos de detenção e conseqüentemente a utilização de grandes áreas. A temperatura ambiente influencia grandemente na atividade biológica, assim, as lagoas facultativas são mais apropriadas em lugares de clima favorável, terra barata, e onde se deseja um método de tratamento sem a necessidade de equipamentos e capacitação especial de operadores.

Desde que os custos de terreno e movimentação de terra não sejam excessivos, o custo das lagoas de estabilização são relativamente baixos. A construção é simples e os custos operacionais são bem baixos, e a eficiência do sistema é geralmente satisfatória, podendo ser comparada a maioria dos tratamentos secundários.

3.4.5. LAGOAS AERÓBIAS

a) LAGOAS AERADAS DE MISTURA COMPLETA

As lagoas aeradas de mistura completa realizam o tratamento do efluente em ambiente essencialmente aeróbio. Elas são providas de aeradores que garantem não só a oxigenação do meio, mas também mantém os sólidos em suspensão (matéria orgânica e bactérias – biomassa) dispersos no meio líquido. Conseqüentemente há uma maior

concentração de bactérias no meio líquido, além de maior contato matéria orgânica – bactérias, aumentando a eficiência do sistema permitindo a utilização de um volume reduzido.

Geralmente aplica-se um tempo de detenção entre 2 e 4 dias em lagoas aeradas de mistura completa. O efluente tratado sai contendo elevados teores de sólidos em suspensão, não possuindo qualidade adequada para lançamento direto. Recomenda-se então que estas lagoas sejam seguidas por outras unidades onde ocorram sedimentação e estabilização dos sólidos em suspensão. As unidades usualmente mais usadas são as lagoas de decantação.

b) LAGOA AERADA FACULTATIVA

As lagoas aeradas facultativas são de fácil construção, operação e manutenção e apresentam possibilidades de maus odores reduzidas.

Estas lagoas necessitam de grandes áreas e remoção periódica do lodo. Apresentam também uma baixa eficiência na remoção de coliformes e elevada necessidade de energia.

O equipamento básico requerido para este sistema são aeradores. (SPERLING, 2005).

Tabela 3.4 – Panorama sobre as vantagens e desvantagens da lagoa aerada facultativa

Vantagens	Desvantagens
Construção, operação e manutenção relativamente simples	Necessidade de remoção periódica do lodo da lagoa areada
Elevada independência das condições climáticas	Requisito de área elevada
Satisfatória resistência a variações de carga	Requisito de energia relativamente elevado
Reduzidas possibilidades de maus odores	Baixa eficiência na remoção de coliformes

Fonte: VON SPERLING, 2005

3.4.6. LAGOAS DE POLIMENTO

As lagoas destinadas ao pós-tratamento de efluentes de sistemas anaeróbios são denominadas de lagoas de polimento.

A combinação de uma menor demanda de oxigênio com uma maior produção de oxigênio resultará no estabelecimento de um

ambiente predominantemente aeróbio, semelhante àquele numa lagoa de maturação. Nestas condições, a importância do ambiente anaeróbio se restringe à camada de lodo no fundo da lagoa.

Como consequência do estabelecimento de um ambiente predominante aeróbio na lagoa, não se observa sinais de presença de sulfeto, origem de odores desagradáveis. Assim abre-se a possibilidade de se implantar a estação de tratamento muito próxima de áreas urbanas, reduzindo-se assim a extensão do emissário.

O afluente da lagoa de polimento é o esgoto digerido, sendo o principal objetivo desta lagoa a remoção de patógenos.

As lagoas de polimento apresentam remoção elevada de amônia e fósforo.

3.4.7. SISTEMAS COMBINADOS DE LAGOAS

a) SISTEMA AUSTRALIANO (ANAERÓBIA E FACULTATIVA)

Como descrito anteriormente no item Lagoas Anaeróbias, o efluente tratado nestas lagoas apresenta uma DBO ainda elevada, implicando na necessidade de uma unidade posterior de tratamento. Nestes casos as unidades mais utilizadas são as lagoas facultativas, compondo-se então o sistema de lagoas anaeróbias seguidas por lagoas facultativas, também conhecido como sistema australiano.

Segundo Sperling (2005), a remoção de DBO na lagoa anaeróbia proporciona uma substancial economia de área, fazendo com que a área total necessária para o sistema (lagoa anaeróbia mais facultativa) seja em torno de 2/3 da área requisitada para o tratamento por uma única lagoa facultativa.

3.4.8. SISTEMAS COMBINADOS DE REATORES E LAGOAS

Reatores anaeróbios como o UASB, descrito anteriormente, são capazes de obter boa eficiência na remoção de DBO, atingindo cerca de 60 a 80%. Isto considerando-se os baixos tempos de detenção, a simplicidade do processo e a inexistência de equipamentos como aeradores. Esta eficiência, no entanto, muitas vezes não é suficiente, sendo necessário pós-tratamento para o efluente do reator.

As lagoas de estabilização representam uma alternativa bastante conveniente, uma vez que mantêm a simplicidade conceitual do sistema já assumida para os reatores anaeróbios (SPERLING, 2005). Estas lagoas que recebem o efluente de reatores anaeróbios são denominadas lagoas de polimento, as quais foram descritas anteriormente.

O pós-tratamento do efluente de reatores anaeróbios pode ter como objetivo a remoção adicional de DBO, de nutrientes ou de organismos patogênicos.

Com relação à remoção adicional de DBO, lagoas facultativas ou aeradas podem atender bem a essa necessidade. A primeira, por ter um sistema sem mecanização e com baixa quantidade de lodo a tratar é mais atraente. Quanto à remoção de nutrientes e de organismos patogênicos, as lagoas de polimento podem exercer bem este papel.

3.4.9. *FILTROS AERADOS*

a) BIOFILTROS AERADOS SUBMERSOS

Os biofiltros aerados submersos apresentam elevada eficiência na remoção de DBO, a possibilidade de maus odores é reduzida, e necessitam pequenas áreas para a sua implantação.

Nestes sistemas a eficiência na remoção de coliformes é reduzida. Outra desvantagem é o custo de operação e manutenção serem elevados.

Os equipamentos necessários são: sistema de aeração, sistema de lavagem dos filtros, removedores de lodo nos decantadores e adensadores, misturadores nos digestores, equipamento para gás, e elevatória para retorno de sobrenadantes e drenados. (SPERLING, 2005).

Tabela 3.5 – Panorama sobre as vantagem e desvantagem do biofiltro aerado submerso.

Vantagens	Desvantagens
Elevada eficiência na remoção de DBO	Baixa eficiência na remoção de coliformes
Requisitos de área bastante baixos	Elevados custos de operação e implantação
Reduzidas possibilidades de maus odores	Elevado consumo de energia

Fonte: VON SPERLING, 2005

b) FILTRO BIOLÓGICO PERCOLADOR

Os filtros biológicos percoladores (FBP) possuem uma simplicidade operacional sendo mínimo o grau de mecanização do sistema. Dessa forma a operação do sistema consiste de atividades simples:

- Monitorar a eficiência do sistema de tratamento através de análise físico-químicas do afluente ao filtro biológico percolador e do efluente do decantador secundário;
- A produção de lodo no sistema deve ser monitorada através de medições de sólidos suspensos no efluente do filtro biológico percolador e no lodo de descarte do decantador secundário;
- Verificar empoçamentos na superfície do filtro biológico percolador, que ocorre, quando o volume de vazios no meio suporte apresenta um crescimento excessivo da camada biológica;
- Verificar a proliferação de moscas que ocorrem quando o filtro biológico percolador é operado de forma intermitente e/ou com baixas taxas de aplicação hidráulica superficial;
- Verificar o sistema de drenagem de fundo do filtro biológico percolador, eliminando os sólidos que se acumulam na laje inferior das canaletas de coleta do efluente.

3.4.10. FILTROS ANAERÓBIOS

Os filtros anaeróbios mais comuns consistem em um tanque cheio de pedras britadas ou outro material inerte que serve de suporte para aderência e desenvolvimento de microrganismos, constituindo um leito com elevado grau de vazios. Podem ter fluxo ascendente, horizontal ou descendente.

Na superfície de cada peça do material de enchimento ocorre a fixação e o desenvolvimento de microrganismos na forma de biofilme e, nos filtros afogados, principalmente nos de fluxo ascendente, também agrupam-se microrganismos na forma de flocos ou grânulos nos interstícios do material de enchimento. O esgoto percola nos interstícios do leito filtrante, em contato com o lodo ativo retido.

São, portanto, reatores biológicos com fluxo através do lodo anaeróbio ativo, com a biomassa aderida e retida em um leito fixo.

Entre os reatores com fluxo através do lodo ativo, os com biomassa aderida a um leito fixo são, logicamente, menos susceptíveis à perda de sólidos biológicos e, além disso, são mais estáveis e menos dependentes das variações do afluente. No entanto, o material de enchimento ocupa boa parte do volume do reator e acarreta considerável custo adicional, não sendo muito indicável para vazões elevadas.

O filtro anaeróbio não se presta apenas para pós-tratamento de tanque séptico, mas essa combinação compõe uma associação de reatores muito boa e que certamente propicia arranjos ainda mais vantajosos. Essa associação em série de um reator resistente às variações quantitativas e qualitativas do afluente (tanque séptico) e eficiente na remoção de sólidos sedimentáveis, com um reator eficiente também sobre a parcela dissolvida da matéria orgânica (filtro anaeróbio), pode trazer bons resultados.

Os filtros anaeróbios podem ser utilizados como única e direta forma de tratamento de esgotos, contudo são mais apropriados para o tratamento de águas residuárias com contaminantes predominantemente dissolvidos, que propiciam menor risco de entupimento dos interstícios do meio suporte. Em algumas indústrias (laticínios, refrigerantes etc.) têm sido utilizados como principal unidade de tratamento dos efluentes, mas para esgotos sanitários têm sido mais aplicados como pós-tratamento.

3.4.11. SISTEMAS COMBINADOS DE REATORES E FILTROS

Uma concepção muito utilizada atualmente no tratamento de efluentes domésticos é o pós-tratamento dos efluentes de reatores anaeróbios através de reatores com biomassa fixa, ou filtros biológicos. Nesses tipos de filtros, os processos biológicos de conversão ocorrem no interior do biofilme.

Os filtros podem ser aeróbios ou anaeróbios, valendo as mesmas descrições e as mesmas vantagens e desvantagens descritas anteriormente para os mesmos.

3.4.12. DESINFECÇÃO FINAL

Os esgotos domésticos contêm uma série de organismos patogênicos que são excretados juntamente com as fezes de indivíduos infectados. Até mesmo os esgotos tratados em processos convencionais,

como reatores anaeróbios, lodos ativados, filtros biológicos etc., podem contaminar fontes de água para abastecimento público, uso recreacional, irrigação de culturas, dessedentação de animais etc. Isso acontece porque os processos convencionais de tratamento de esgotos não são suficientemente eficientes na remoção de microrganismos patogênicos. Nesse sentido, a desinfecção dos esgotos deve ser considerada quando se pretende reduzir os riscos de transmissão de doenças infecciosas, quando o contato humano, direto ou indireto, com as águas contaminadas é provável de ocorrer, ou também quando existir um limite estabelecido pela legislação competente para o padrão de qualidade das águas do corpo receptor do efluente tratado.

A desinfecção refere-se à destruição seletiva de organismos causadores de doenças, sem que seja necessária a eliminação de todos os organismos. A desinfecção é usualmente conseguida através do uso dos seguintes agentes e meios: agentes químicos; agentes físicos; meios mecânicos; radiação.

Os principais agentes utilizados são: o cloro (desinfecção química) no estado líquido, gasoso ou sólido; radiação ultravioleta (desinfecção física) e o ozônio (desinfecção química).

É importante salientar, no entanto, que, apesar dos esgotos domésticos serem uma fonte incontestável de contaminação por organismos patogênicos, também os agentes utilizados nos processos de desinfecção pode provocar danos à saúde humana e ao ambiente aquático. Conclui-se, com isso, que a decisão de se desinfetar, ou não, os esgotos, deve ser tomada a partir de uma avaliação criteriosa, com base nas características específicas de cada situação. Ou seja, não existem diretrizes universais em relação aos requisitos da desinfecção de esgotos.

3.4.13. TRATAMENTO E DESTINAÇÃO FINAL DOS RESÍDUOS DE TRATAMENTO

Nos processos biológicos de tratamento, segundo SPERLING (2005), parte da matéria orgânica é absorvida e convertida, fazendo parte da biomassa microbiana, denominada genericamente de lodo biológico ou secundário, composto principalmente de sólidos biológicos. O gerenciamento do lodo apresenta os seguintes processos:

- Adensamento ou espessamento: é um processo físico que tem o objetivo de retirada da umidade e como consequência a redução do volume;
- Estabilização: nesta etapa ocorre a remoção de matéria orgânica (redução de sólidos voláteis), visando atenuar os maus odores;
- Condicionamento: ocorre a preparação do lodo, através da adição de produtos químicos (coagulantes e polieletrólitos), esses produtos facilitam o desaguamento e melhoram a capacidade de captura dos sólidos nos sistemas de desidratação do lodo;
- Desaguamento ou desidratação: responsável pela remoção da umidade e redução do volume com a produção de lodo de comportamento mecânico próximo ao dos sólidos. Esta separação pode ser realizada de maneira mecânica ou natural sendo importante na redução de custos com transporte e destino final;
- Higienização: esta etapa é responsável pela remoção de organismos patogênicos, sendo necessária quando o seu destino for a reciclagem agrícola. Para disposição em aterro sanitário e incineração a higienização não se faz necessária.
- Disposição final: destinação dos subprodutos.

A seguir são apresentadas descrições de duas tecnologias que poderiam ser utilizadas no sistema de tratamento de esgoto do distrito de Vila Seca.

3.5. COLETA E TRANSPORTE DOS ESGOTOS

Os esgotos são conduzidos por gravidade, isto é, o escoamento é feito a princípio naturalmente dos pontos mais altos para os pontos mais baixos seguindo a declividade do terreno, logo, o traçado das redes de esgotos deve levar em conta a topografia.

Na concepção do traçado da rede de esgotamento sanitário, devido principalmente as condições topográficas locais, são definidas bacias de esgotamento sanitário, isto é, são definidas áreas onde é possível recolher e conduzir os esgotos por gravidade.

No sistema do tipo separador absoluto, mais utilizado e recomendado no Brasil, as águas residuárias (domésticas e industriais) e as águas de infiltração (água do subsolo que penetra através das tubulações e órgãos acessórios), que constituem o esgoto sanitário, veiculam em um sistema independente, denominado sistema de esgoto sanitário. As águas pluviais são coletadas e transportadas em um sistema de drenagem pluvial totalmente independente.

As principais vantagens do sistema separador absoluto são (Tsutiya e Sobrinho, 2000):

- Custa menos, pelo fato de empregar tubos de diâmetros bem menores e de fabricação industrial (manilhas, tubos de PVC, etc);
- Oferece maior flexibilidade para a execução por etapas, de acordo com as prioridades (prioridade maior para a rede sanitária);
- Reduz consideravelmente o custo do afastamento das águas pluviais, pelo fato de permitir o seu lançamento no curso de água mais próximo, sem a necessidade de tratamento;
- Não se condiciona e nem obriga a pavimentação das vias públicas;
- Reduz muita a extensão das canalizações de grande diâmetro em uma cidade, pelo fato de não exigir a construção de galerias em todas as ruas;
- Não prejudica a depuração dos esgotos sanitários.

4. METODOLOGIA

4.1. LOCAL DE ESTUDO

O Distrito de Vila Seca localiza-se na parte leste do Município de Caxias do Sul, tendo os seguintes limites geográficos: ao norte o Município de São Marcos e o Distrito de Criúva; a leste o Município de São Francisco de Paula; ao Sul o Distrito de Fazenda Souza e a oeste a sede do Município de Caxias.

O Distrito é cortado, no sentido leste-oeste, pela Rodovia Estadual RS - 453, conhecida como “Rota do Sol”, ficando a aproximadamente 20 km do centro de Caxias do Sul.

Caracteriza-se pelo seu aspecto rural, tendo destaque a cultura do milho, trigo e feijão além dos aviários e pequenas serrarias no interior. Tem uma área total de 138,31 km², sendo destes 137,85 km² de área rural e 0,46 km² de perímetro urbano.



Figura 4.1 – Município de Caxias e Distrito de Vila Seca

4.2. DELIMITAÇÃO DAS BACIAS

O critério adotado, para a definição das bacias de esgotamento, levou em consideração a topografia do terreno e áreas com tendência de crescimento devido ao surgimento de novos loteamentos, ou seja, áreas de expansão

Para a definição das bacias hidrológicas adotou-se o levantamento planialtimétrico, assim como das cartas topográficas disponibilizadas pelo SAMAE de Caxias do Sul.

4.3. ESTUDO POPULACIONAL

Conforme recomendado por Tsutiya (2006), o horizonte de estudo definido foi de 30 anos, sendo utilizadas as taxas de crescimento apresentadas no Plano Diretor de Esgotamento Sanitário - PDES - de Caxias do Sul, até o ano de 2040 (final de plano), sendo os resultados apresentados no item 5.2 deste trabalho.

Primeiramente foi realizada uma estimativa populacional para todo o distrito de Vila Seca, separando-o em área rural e urbana. Entretanto a área de estudo extrapola o limite do perímetro urbano.

Para aproximar-se ao máximo da realidade do projeto foi realizada a contagem do número de edificações, a partir de uma imagem do software Google Earth, datada de 17 de novembro de 2002, e multiplicada pela taxa de ocupação habitacional para área rural de Caxias do Sul (IBGE 2000) resultando no número de habitantes na área de estudo para início do ano de 2003, a fim de gerar um novo estudo populacional utilizando a mesma taxa de crescimento indicada no PDES – Caxias do Sul.

Quanto à população de saturação estendeu-se a estimativa populacional para área de estudo até chegar ao ano correspondente como pode se observado no item 5.3.1

4.4. ESTUDO DAS VAZÕES

Para a determinação da vazão de contribuição de esgoto foi considerada a população da área de estudo dividida por bacias de esgotamento, a contribuição per capita, o coeficiente de retorno, os coeficientes de variação de vazão e as águas de infiltração

4.5. ESTUDO DAS ALTERNATIVAS DE TRATAMENTO

Para o estudo das alternativas de tratamento foram selecionadas conforme referência bibliográfica oito possibilidades de conjuntos de tecnologias e comparadas entre si a partir de sete critérios, são eles:

- Demanda de área;
- Consumo de energia;
- Volume de lodo a ser tratado;
- Volume de lodo a ser disposto;
- Custo de implantação
- Custo de operação; e
- Eficiência na remoção de DBO.

Após essa comparação, foi agregado um valor de importância a cada critério e após definição das duas alternativas de tratamento mais interessantes, foi comparada entre elas a eficiência de remoção dos principais poluentes de interesse nos efluentes domésticos e enfim escolhida a melhor alternativa de tratamento para o distrito de Vila Seca.

Todas as tabelas foram feitas com auxílio do software Excel através de comparação lógica entre os valores, agregando valor 100% sempre a alternativa mais vantajosa e valores cada vez maiores de acordo com a desvantagem da alternativa.

4.6. TRAÇADO DA REDE

Para realizar o traçado da rede utilizou-se o levantamento topográfico da área de estudo e adotou-se o software SANCAD, que constitui-se em um aplicativo para o dimensionamento de rede coletoras de esgotos sanitários baseado na norma brasileira NBR 9.649/86, no qual é utilizado em conjunto com o software gráfico AutoCAD.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1. PLANEJAMENTO DA ÁREA DE ESTUDO

5.1.1. DELIMITAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Conforme definido, a área de estudo deve abranger além do perímetro urbano do Distrito de Vila Seca, as áreas do entorno que apresentam ocupação, conforme observado na Figura 5.1. A delimitação da área de estudo foi realizada através da análise criteriosa do material disponibilizado pelo SAMAE de Caxias do Sul, bem como do levantamento planialtimétrico realizado no local.

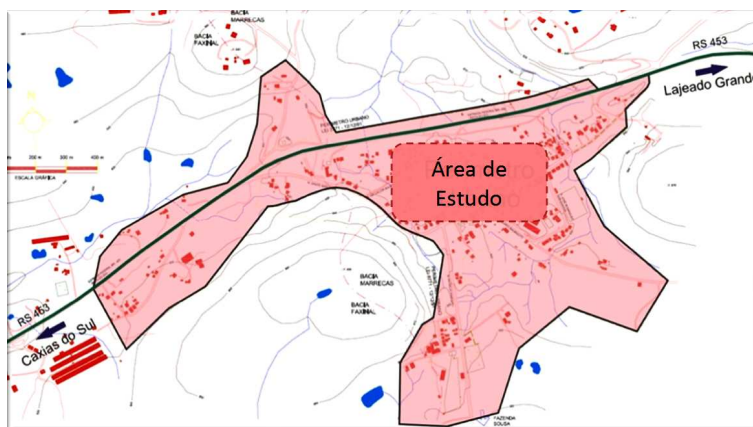


Figura 5.1 - Área de Estudo do Distrito de Vila Seca.

5.1.2. DELIMITAÇÃO DAS BACIAS HIDROLÓGICAS

Observa-se na Figura 5.2 que a área de estudo pertence, em sua maior parte, à bacia do Arroio Marrecas e apenas uma pequena porção à bacia do Arroio Faxinal.



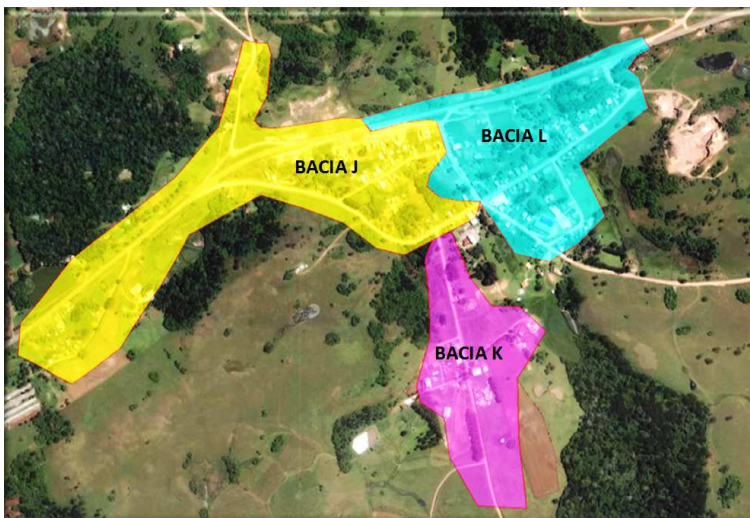
**Figura 5.2 – Localização das bacias do Arroio Marrecas e do Arroio Faxinal
(Adaptado Google Earth 2002)**

A Bacia hidrográfica do Arroio das Marrecas localiza-se nos municípios de Caxias do Sul e São Francisco de Paula, dentro da bacia do Rio São Marcos que é um dos contribuintes da bacia do Taquari Antas. Esta micro-bacia está localizada na cabeceira da Bacia do Rio São Marcos, sendo limítrofe à Bacia do Rio Caí.

Apresenta uma área aproximada de 5.512 ha, ou seja, 55.120.000 km², tendo o Arroio Marrecas uma extensão aproximada de 15 km.

5.1.3. DELIMITAÇÃO DAS BACIAS DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

Por Vila Seca se localizar no topo do divisor de águas dos sistemas Faxinal e Marrecas, parte do esgoto do Distrito contribui para o sistema Marrecas, e parte para o sistema Faxinal. Como é mais interessante coletar os esgotos das duas bacias e concentrar em apenas uma ETE, foi definido que todo o escoamento do esgoto coletado será vertido para a bacia do Arroio Marrecas com posterior tratamento também nesta bacia.



**Figura 5.3 – Localização das bacias de esgotamento do Distrito de Vila Seca
(Adaptado de Google Earth 2002)**

5.2. ALCANCE DO ESTUDO

Segundo TSUTIYA (2006), o período para dimensionamento de sistemas de esgoto sanitário varia entre 20 a 30 anos. Definiu-se o horizonte deste estudo em 30 anos, com final de plano em 2040. Entretanto para concepção da rede coletora de esgotos, foi considerada a população de saturação conforme o item a seguir.

5.3. ESTUDO POPULACIONAL

As obras de saneamento de um município, distrito, entre outros, devem ser projetadas para atender a uma determinada população, em geral maior que a atual, correspondente ao crescimento demográfico em um determinado período de tempo. A esse período chama-se de período de projeto ou horizonte de projeto.

Neste estudo definiu-se o fim de plano para 2040.

Tabela 5.1 - Estimativa populacional para o Distrito de Vila Seca

Ano	Taxa Crescimento	População		
		Urbana	Rural	Total
2000*	-	512	1389	1901
2001	2.5	525	1424	1949
2002	2.5	538	1459	1997
2003	2.5	551	1496	2047
2004	2.5	565	1533	2098
2005	2.5	579	1572	2151
2006	2	591	1603	2194
2007	2	603	1635	2238
2008	2	615	1668	2282
2009	2	627	1701	2328
2010	2	640	1735	2375
2011	2	652	1770	2422
2012	2	665	1805	2471
2013	2	679	1841	2520
2014	2	692	1878	2570
2015	2	706	1916	2622
2016	1.5	717	1944	2661
2017	1.5	727	1974	2701
2018	1.5	738	2003	2742
2019	1.5	749	2033	2783
2020	1.5	761	2064	2824
2021	1.5	772	2095	2867
2022	1.5	784	2126	2910
2023	1.5	795	2158	2953
2024	1.5	807	2190	2998
2025	1.5	820	2223	3043
2026	1	828	2245	3073
2027	1	836	2268	3104
2028	1	844	2291	3135
2029	1	853	2313	3166
2030	1	861	2337	3198
2031	1	870	2360	3230

2032	1	879	2384	3262
2033	1	887	2407	3295
2034	1	896	2432	3328
2035	1	905	2456	3361
2036	1	914	2480	3395
2037	1	923	2505	3429
2038	1	933	2530	3463
2039	1	942	2556	3498
2040	1	951	2581	3533

*IBGE 2000

Neste estudo populacional está contemplada apenas a população referente ao perímetro urbano do distrito, entretanto a área de estudo extrapola o limite do perímetro.

Tabela 5.2 - Estimativa populacional para a área de estudo do Distrito de Vila Seca

Ano	Taxa Crescimento	População
		Área de Estudo
2003	-	599
2004	2.5	614
2005	2.5	630
2006	2	642
2007	2	655
2008	2	668
2009	2	681
2010	2	695
2011	2	709
2012	2	723
2013	2	738
2014	2	752
2015	2	767
2016	1.5	779
2017	1.5	791
2018	1.5	803
2019	1.5	815
2020	1.5	827

Ano	Taxa Crescimento	População
		Área de Estudo
2022	1.5	852
2023	1.5	865
2024	1.5	878
2025	1.5	891
2026	1	900
2027	1	909
2028	1	918
2029	1	927
2030	1	936
2031	1	945
2032	1	955
2033	1	964
2034	1	974
2035	1	984
2036	1	994
2037	1	1004
2038	1	1014
2039	1	1024
2040	1	1034

5.3.1. POPULAÇÃO DE SATURAÇÃO

Para o dimensionamento da rede coletora de esgotos faz-se necessário o estudo da população de saturação para as bacias de esgotamento, conforme a Tabela 5.3. Essa saturação corresponde à ocupação das áreas de expansão para cada bacia de esgotamento somada a população já instalada conforme o estudo populacional realizado para a área de estudo.

Para tal, foram determinadas as áreas de expansão através da imagem do software Google Earth, prevendo-se áreas de possível crescimento e levando-se em conta uma extensão do sistema viário de 150 metros por hectare de área, com largura de 12 metros por rua (ver Figura 5.4). Esta área de arruamento foi descontada da área total de expansão, resultando na área real de expansão com possível ocupação.

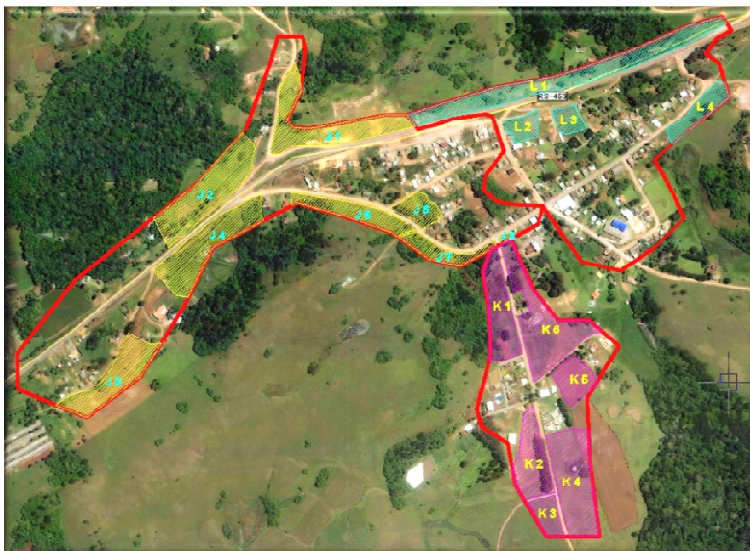


Figura 5.4 – Áreas de Expansão para Vila Seca (adaptado de Google Earth 2002)

A área de expansão foi delineada em lotes de 720 m² (condizentes a regiões rurais), sendo aplicada a cada lote, uma taxa de ocupação (indicada pelo IBGE 2000) para área rural de Caxias do Sul de 3,61 habitantes, resultando na população de saturação para as bacias de esgotamento de Vila Seca.

Tabela 5.3 – População de saturação para as bacias de esgotamento

Bacia de Esgotamento	Área de Expansão (m ²)	Arruamento (m ²)	Área de loteamento (m ²)	Nº de lotes	População de saturação *	População de saturação
Bacia J	104159,80	18748,76	85411,04	118,63	428,24	775
Bacia K	86713,57	15608,44	71105,13	98,76	356,51	415
Bacia L	44062,51	7931,25	36131,26	50,18	181,16	471
Total	234.935,88	42.288,46	19.2647,42	267,57	965,91	1661

* população de saturação somente para as áreas de expansão

Como a população prevista pelo estudo populacional para o ano de 2010 é de 695 habitantes e a população de saturação somente para as áreas de expansão é de 965 habitantes, a população de saturação total, ou seja, para toda área de estudo de Vila Seca será de 1661 habitante, conforme mostra a Tabela 5.3.

Ao estender o estudo populacional para a área de interesse, chega-se ao ano de saturação em 2088 conforme a Tabela 5.4.

Tabela 5.4 - Estimativa populacional para saturação da área de estudo do Distrito de Vila Seca

Ano	Taxa Crescimento	População	Ano	Taxa Crescimento	População
		Área de Estudo			Área de Estudo
2003	-	599	2046	1	1098
2004	2,5	614	2047	1	1109
2005	2,5	630	2048	1	1120
2006	2	642	2049	1	1131
2007	2	655	2050	1	1142
2008	2	668	2051	1	1154
2009	2	681	2052	1	1165
2010	2	695	2053	1	1177
2011	2	709	2054	1	1189
2012	2	723	2055	1	1201
2013	2	738	2056	1	1213
2014	2	752	2057	1	1225
2015	2	767	2058	1	1237
2016	1,5	779	2059	1	1249
2017	1,5	791	2060	1	1262
2018	1,5	803	2061	1	1274
2019	1,5	815	2062	1	1287
2020	1,5	827	2063	1	1300
2021	1,5	839	2064	1	1313
2022	1,5	852	2065	1	1326
2023	1,5	865	2066	1	1339
2024	1,5	878	2067	1	1353
2025	1,5	891	2068	1	1366
2026	1	900	2069	1	1380
2027	1	909	2070	1	1394

Ano	Taxa Crescimento	População	Ano	Taxa Crescimento	População
		Área de Estudo			Área de Estudo
2028	1	918	2071	1	1408
2029	1	927	2072	1	1422
2030	1	936	2073	1	1436
2031	1	945	2074	1	1450
2032	1	955	2075	1	1465
2033	1	964	2076	1	1480
2036	1	994	2079	1	1524
2037	1	1004	2080	1	1540
2038	1	1014	2081	1	1555
2039	1	1024	2082	1	1571
2040	1	1034	2083	1	1586
2041	1	1044	2084	1	1602
2042	1	1055	2085	1	1618
2043	1	1065	2086	1	1634
2044	1	1076	2087	1	1651
2045	1	1087	2088	1	1667

5.4. ESTUDO DAS VAZÕES

A concepção do traçado de um sistema de esgotos sanitários (SES) depende dos volumes de líquido a serem coletados ao longo da rede coletora. As vazões de esgotos sanitários originam-se a partir de três parcelas bem distintas, sendo estas, contribuições domésticas (normalmente a maior e mais importante do ponto de vista sanitário), parcela de águas de infiltrações (inconveniente, mas sempre presente) e as vazões concentradas (em geral de origem industrial).

Sendo assim, a vazão de esgoto sanitário é composta pelas seguintes parcelas:

$$Q = Q_d + Q_{inf} + Q_c$$

Onde:

Q	- Vazão do esgoto sanitário (l/s);
Q _d	- Vazão doméstica (l/s);
Q _{inf}	- Vazão de infiltração (l/s);
Q _c	- Vazão concentrada (l/s).

Os principais fatores que afetam os valores das vazões de contribuição são praticamente os mesmos que influenciam as variações das vazões de abastecimento de água, como por exemplo:

- Padrão de vida da população;
- Hábitos da população;
- Uso comercial;
- Uso industrial;
- Preço da tarifa de água;
- Existência ou não de hidrômetros.

5.4.1. CONTRIBUIÇÃO DOMÉSTICA

O consumo de água potável no desempenho diário das atividades domésticas produz águas residuárias, sendo estas chamadas de “servidas” quando oriundas de atividades de limpeza, ou chamadas de “negras” quando possuem matéria fecal. Como na maioria dos casos em que se está projetando um SES, a localidade já possui sistema público de abastecimento de água tratada (SAA), espera-se que quanto maior ou menor o consumo de água tratada pela população, maior ou menor seja a contribuição doméstica de vazões a esgotar.

5.4.1.1. COEFICIENTE DE RETORNO

O coeficiente de retorno é a relação entre o volume de esgotos recebido na rede coletora e o volume de água efetivamente fornecido à população (TSUTIYA & SOBRINHO, 2000).

O coeficiente de retorno depende principalmente de fatores locais como a localização e tipo de residência, as condições de arruamentos das ruas e o tipo de clima, situando-se geralmente na faixa de 0,5 a 0,9.

Nas áreas centrais de alta densidade populacional, os valores de coeficiente de retorno tendem a ser mais elevados, enquanto áreas residenciais com muitos jardins, os coeficientes são menores.

Tomando como base a NBR 9.649, no item 8.1 do anexo da Norma, será adotado o coeficiente de retorno igual a 0,80, em função da inexistência de dados locais com comprovação oriundas de pesquisas.

5.4.1.2. CONTRIBUIÇÃO “PER CAPITA” DE ESGOTO (Q_{ESG})

Como consequência da correlação das contribuições de esgoto com o consumo de água, torna-se necessário o conhecimento prévio dos números desta demanda para que se possa calcular com coerência o volume de despejos produzidos.

A partir dos dados fornecidos pelo SAMAE de Caxias de Sul e pela análise do histórico do consumo per capita de água tratada desde 2005, sabe-se que o número atual de economias é de 246 e que a produção média é de 7.500 litros de água por hora sendo que a ETA opera nas 24 horas do dia o que resulta numa vazão média diária de 180.000 litros. Adotando-se a taxa de 3,61 habitantes por economia (taxa de ocupação habitacional para área rural de Caxias do Sul, IBGE 2000) obtém-se um consumo médio diário de água de 202,7 litros por habitante.

Como este valor está fora dos padrões normais de consumo per capita de água para regiões com as características do Distrito de Vila Seca foi consultada a equipe técnica do SAMAE de Caxias do Sul, onde foi informado que esta produção também atende a demanda de água para construção da PCH no Distrito de Criúva o que superestima o valor calculado.

Visto isso será adotado o valor diário de 160 litros por habitante conforme indicado por Tsutiya (2.000), no intuito de aproximar-se ao máximo da realidade do consumo de água na área de estudo do Distrito.

Com isso a *per capita* de esgoto é de 128 l/hab.dia para o Distrito de Vila Seca, visto que o coeficiente de retorno adotado é de 80%.

5.4.1.3. COEFICIENTES DE VARIAÇÃO DE VAZÃO

Em um sistema público de esgotamento, a quantidade de esgoto contribuída varia continuamente em função do tempo, das condições climáticas, hábitos das populações, entre outros.

Nos países tropicais, notadamente há meses em que o consumo de água, e a contribuição de esgoto sanitário é maior, como no verão. Por outro lado, no mesmo mês ou semana, existem dias em que a contribuição de esgoto assume valores maiores que as médias anuais.

Desta maneira, faz-se necessário estabelecer coeficientes que traduzam essas variações de contribuição para o dimensionamento das diversas unidades de um sistema de esgotamento.

Assim sendo, serão determinados os seguintes coeficientes:

- K_1 : coeficiente de máxima vazão diária - é a relação entre a maior vazão diária verificada no ano e a vazão média diária anual;
- K_2 : coeficiente de máxima vazão horária - é a relação entre a maior vazão observada num dia e a vazão média horária do mesmo dia;
- K_3 : coeficiente de mínima vazão horária - é a relação entre a vazão mínima e a vazão média anual.

Na falta de valores obtidos através de medições, a NBR 9.649 recomenda o uso de K_1 igual a 1,20; K_2 igual a 1,50 e K_3 igual a 0,50.

5.4.1.4. VAZÃO DOMÉSTICA MÉDIA (Q_{MED})

A vazão doméstica média de esgotos é calculada por meio da equação abaixo,

$$Q_{med} \left(\frac{l}{s} \right) = \frac{P \cdot q \cdot R}{86400}$$

Onde:

- | | |
|---|--------------------------------------------|
| P | - População contribuinte (hab.), |
| q | - Consumo per capita de água (l/ hab.dia), |
| R | - Coeficiente de retorno. |

Na Tabela 5.5 são apresentadas as vazões médias domésticas para a população atual, referente ao início de plano (2010), ao final do plano de projeto (2040) e para população de saturação (2088).

Tabela 5.5 – Vazão média doméstica (Q_{med}) – Distrito Vila Seca

Bacias de Esgotamento	Inicial 2010 (l/s)	Final do Projeto 2040 (l/s)	Saturação 2088 (l/s)
Bacia J	0,51	0,77	1,15
Bacia K	0,09	0,13	0,61
Bacia L	0,43	0,64	0,70
Total	1,03	1,53	2,46

5.4.1.5. VAZÃO MÁXIMA DIÁRIA ($Q_{MAX.DIA}$)

A vazão máxima diária é calculada por meio da seguinte equação:

$$Q_{max.dia} \left(\frac{l}{s} \right) = Q_{med} \cdot K_1$$

Conforme apresentado no item 5.4.1.3, o coeficiente de dia de maior consumo (K_1) adotado é igual a 1,20.

Na Tabela 5.6 são apresentadas as vazões máximas diárias para a população atual, referente ao início de plano (2010), ao final do plano de projeto (2040) e para população de saturação (2088).

Tabela 5.6 - Vazão máxima diária doméstica (Q_{max.dia}) – Distrito Vila Seca

Bacias de Esgotamento	Inicial 2010 (l/s)	Final do Projeto 2040 (l/s)	Saturação 2088 (l/s)
Bacia J	0,62	0,92	1,38
Bacia K	0,10	0,15	0,74
Bacia L	0,52	0,77	0,84
Total	1,24	1,84	2,95

5.4.1.6. VAZÃO MÁXIMA HORÁRIA (Q_{MAX.HOR})

No caso do cálculo da vazão máxima horária, utiliza-se a seguinte equação:

$$Q_{max.hor} \left(\frac{l}{s} \right) = Q_{max.dia} \cdot K_2$$

Conforme apresentado no item 5.4.1.3, o coeficiente de hora de maior consumo (K₂) adotado é igual a 1,50.

Na Tabela 5.7 são apresentadas as vazões máximas horárias para a população atual, referente ao início de plano (2010), ao final do plano de projeto (2040) e para população de saturação (2088).

Tabela 5.7 – Vazão máxima horária doméstica (Q_{max.hor}) – Distrito Vila Seca

Bacias de Esgotamento	Inicial 2010 (l/s)	Final do Projeto 2040 (l/s)	Saturação 2088 (l/s)
Bacia J	0,92	1,38	2,07
Bacia K	0,15	0,23	1,11
Bacia L	0,77	1,15	1,26
Total	1,84	2,76	4,43

5.4.1.7. VAZÃO MÍNIMA (Q_{MIN})

A vazão mínima é calculada por:

$$Q_{min(l/s)} = Q_{med} \cdot K_3$$

Conforme apresentado no item 5.4.1.3, o coeficiente de menor consumo (K_3) adotado é igual a 0,5.

Na Tabela 5.8 são apresentadas as vazões mínimas domésticas para a população atual, relativa ao início de plano (2010), ao final do plano de projeto (2040) e para população de saturação (2088).

Tabela 5.8 – Vazão mínima doméstica (Q_{min}) – Distrito Vila Seca

Bacias de Esgotamento	Inicial 2010 (l/s)	Final do Projeto 2040 (l/s)	Saturação 2088 (l/s)
Bacia J	0,26	0,38	1,03
Bacia K	0,04	0,06	0,55
Bacia L	0,21	0,32	0,63
Total	0,51	0,76	2,21

5.4.2. ÁGUAS DE INFILTRAÇÃO

A água presente no solo pode chegar à rede coletora de esgoto por meio de juntas defeituosas, rompimento de tubulações, pelos poços de visita (PV), poços de limpeza (PL), tubos de inspeção e limpeza (TIL) e pelos orifícios das tampas dos PVs, PLs e TILs. Durante um período de estiagem, praticamente só a água, proveniente de algum vazamento da rede de distribuição de água pode ser parcialmente recebida na rede de esgoto.

A NBR 9.649/86 que trata sobre projeto de redes coletoras de esgoto sanitário recomenda, dependendo da altura do nível do lençol freático, da natureza do subsolo, da maneira como foi executada a rede coletora, entre outros fatores, a adoção de uma taxa de contribuição de infiltração entre 0,05 a 1,00 l/s.km.

Neste estudo adotou-se o valor de 0,0002 l/s.m ou 0,2 l/s.km, por ser uma rede completamente nova, ou seja, o material indicado é de PVC o que resulta em juntas bem vedadas diminuindo assim a taxa de infiltração.

Com base na estimativa de rede coletora de esgoto das áreas já ocupadas e das áreas de expansão determinou-se a vazão de infiltração das respectivas bacias de esgotamento. Na Tabela 5.9 são apresentadas as extensões das redes coletoras de esgoto juntamente com as respectivas vazões de infiltração de cada bacia de esgotamento.

Tabela 5.9 – Vazões contribuintes de infiltração para cada bacia de esgotamento – Distrito Vila Seca

Bacias de Esgotamento	Extensão da Rede (m)	Vazão de Infiltração (l/s)
Bacia J	2.974	0,59
Bacia K	979	0,20
Bacia L	2.321	0,46
Total	6.274	1,25

5.4.3. CONTRIBUIÇÕES CONCENTRADAS

De acordo com os dados do Distrito, observa-se que não há presença significativa, no aspecto de contribuição de esgoto, de algum setor comercial/industrial. Dessa maneira não será considerada nenhuma vazão concentrada para conclusão de vazões, toda contribuição será considerada como doméstica e de infiltração.

5.4.4. CONCLUSÃO DAS VAZÕES

Da Tabela 5.10 à Tabela 5.13 são apresentadas as vazões totais, contendo as contribuições domésticas e vazões de infiltração, relevante ao início de plano (2010), ao final do plano de projeto (2040) e de saturação (2088) respectivamente para cada bacia de esgotamento. Convém ressaltar que os fatores de variação K_1 e K_2 apenas foram aplicados às contribuições domésticas, adotando uma vazão de infiltração constante.

Tabela 5.10 – Vazão média total (l/s) – Distrito Vila Seca

Bacias de Esgotamento	Inicial 2010 (l/s)	Final do Projeto 2040 (l/s)	Saturação 2088 (l/s)
Bacia J	1,11	1,36	1,74
Bacia K	0,28	0,32	0,81
Bacia L	0,89	1,10	1,16
Total	2,28	2,79	3,72

Tabela 5.11 – Vazão máxima diária total (l/s) – Distrito Vila Seca

Bacias de Esgotamento	Inicial 2010 (l/s)	Final do Projeto 2040 (l/s)	Saturação 2088 (l/s)
Bacia J	1,21	1,51	1,97
Bacia K	0,30	0,35	0,93
Bacia L	0,98	1,23	1,30
Total	2,49	3,09	4,21

Tabela 5.12 – Vazão máxima horária total (l/s) – Distrito Vila Seca

Bacias de Esgotamento	Inicial 2010 (l/s)	Final do Projeto 2040 (l/s)	Saturação 2088 (l/s)
Bacia J	1,51	1,97	2,66
Bacia K	0,35	0,43	1,30
Bacia L	1,23	1,61	1,72
Total	3,09	4,01	5,68

Tabela 5.13 – Vazão mínima total (l/s) – Distrito Vila Seca

Bacias de Esgotamento	Inicial 2010 (l/s)	Final do Projeto 2040 (l/s)	Saturação 2088 (l/s)
Bacia J	0,85	0,97	1,63
Bacia K	0,24	0,26	0,75
Bacia L	0,67	0,78	1,09
Total	1,76	2,01	3,47

5.5. ESTUDO TÉCNICO E ECONOMICO

Para escolha da melhor alternativa de concepção de um sistema de esgotamento sanitário para o distrito de Vila Seca faz-se necessário um estudo técnico e econômico das alternativas de localização da ETE e do tipo de tratamento dos efluentes contribuintes.

5.5.1. ALTERNATIVAS DE TRATAMENTO

É apresentado neste item um estudo comparativo entre as diferentes alternativas para o sistema de tratamento de esgoto do distrito. A maioria das tecnologias caracterizadas anteriormente na revisão bibliográfica não alcança a eficiência desejada trabalhando como sistema isolado, assim recomenda-se o uso de sistemas onde duas ou mais tecnologias são utilizadas em conjunto.

Para isto foram levantadas 8 alternativas, englobando as diferentes tecnologias estudadas anteriormente. As composições destes sistemas de tratamento foram elaboradas com base em literatura técnica específica. Os processos estudados são os seguintes:

- UASB + lagoa de polimento;
- Biofiltro aerado submerso com nitrificação;
- Lodo ativado convencional;
- Lodo ativado com aeração prolongada;
- Filtro biológico percolador de alta carga;
- UASB + biofiltro aerado submerso;
- UASB + lodos ativados;
- Lagoa anaeróbia + lagoa facultativa;

Com objetivo de determinar o melhor sistema de tratamento do esgoto doméstico para o local, serão avaliados alguns critérios básicos como: demanda de área, demanda de energia, custos de implantação e operação, volume de lodo produzido para tratamento e disposição final, e eficiência na remoção de DBO_5 .

A partir do estudo populacional apresentados no item 5.2 com período de 30 anos, obteve-se uma população para final de plano (2040) de 1034 habitantes na área de estudo do distrito. A escolha do tratamento a ser utilizado para compor o SES do distrito de Vila Seca se baseia nesta previsão populacional.

5.5.1.1. DEMANDA DE ÁREA

A Tabela 5.14 a seguir mostra a demanda de área nas diferentes alternativas de tratamento analisadas, conforme SPERLING (2005) e as estimativas adotadas.

Tabela 5.14 - Demanda de área para as alternativas de tratamento analisadas

Sistema	Demanda de área em m ² /hab			Demanda de área para implantação do sistema (m ²)	Comparação em %
	Mínimo*	Máximo*	Adotada	Vila Seca	
UASB+biofiltro aerado submerso	0,01	0,15	0,08	83	100%
Biofiltro aerado submerso com nitrificação	0,10	0,15	0,13	134	163%
UASB + lodos ativados	0,08	0,20	0,14	145	175%
Lodos ativados convencional	0,12	0,25	0,19	196	238%
Lodos ativados com aeração prolongada	0,12	0,25	0,19	196	238%
Filtro biológico percolador de alta carga	0,12	0,25	0,19	196	238%
UASB + lagoa de polimento	1,50	2,50	2,00	2.068	2500%
Lagoa anaeróbia + lagoa facultativa	1,20	3,00	2,10	2.171	2625%

*Fonte: VON SPERLING, 2005

De acordo com a tabela acima, percebe-se que as duas últimas alternativas, UASB seguido de lagoa de polimento e lagoa anaeróbia seguida de lagoa facultativa demandam maior área para implantação acima de 2.000 m² o que implica num maior investimento para aquisição destas áreas. Observa-se que o sistema de UASB seguido de biofiltro aerado submerso é a alternativa com menor área equivalente a 83 m².

5.5.1.2. CONSUMO DE ENERGIA

A seguir, a Tabela 5.15 mostra dados referentes ao consumo anual de energia elétrica nas diferentes alternativas de tratamento analisadas.

Tabela 5.15 - Dados do consumo anual de energia nas diferentes alternativas de tratamento analisadas

Sistema	Potência consumida em kWh			Consumo de energia em kWh	
	per capita			Total	Índice Comparativo (%)
	Mínimo*	Máximo*	Adotado	Vila Seca	
Lagoa anaeróbia + lagoa facultativa	0,0	0,0	0,0	0	-
UASB + lagoa de polimento	0,0	0,0	0,0	0	-
Filtro biológico percolador de alta carga	0,0	0,0	0,0	0	-
UASB+biofiltro aerado submerso	14,0	20,0	17,0	17.578	100%
UASB + lodos ativados	14,0	20,0	17,0	17.578	100%
Lodos ativados convencional	18,0	26,0	22,0	22.748	129%
Biofiltro aerado submerso com nitrificação	18,0	26,0	22,0	22.748	129%
Lodos ativados com aeração prolongada	20,0	35,0	28,0	28.952	165%

*Fonte: VON SPERLING, 2005

Analisando a tabela acima a alternativa que apresenta maior consumo de energia é a de lodos ativados com aeração prolongada chegando a um consumo de aproximadamente 28.952 kWh. Os sistemas combinados de UASB com biofiltro aerado e de UASB com lodos ativados apresentam menores consumos anuais, sendo este de 17.578 kWh em ambos.

5.5.1.3. VOLUME DE LODO A SER TRATADO

Na Tabela 5.16 são demonstrados os valores referentes aos volumes anuais de lodo líquido a serem tratados, de acordo com a produção em cada uma das alternativas de tratamento analisadas anteriormente.

Tabela 5.16 - Volumes de lodo líquido a serem tratados em cada alternativa de tratamento analisada

Sistema	Lodo líquido a ser tratado				Índice Comparativo (%)
	Per capita em l/hab.ano			Total em m3/ano	
	Mínimo *	Máximo *	Adotado	Vila Seca	
Lagoa anaeróbia + lagoa facultativa	55	160	110	114	100%
UASB + lagoa de polimento	150	250	200	207	182%
UASB+biofiltro aerado submerso	180	400	290	300	264%
UASB + lodos ativados	180	400	290	300	264%
Filtro biológico percolador de alta carga	500	1900	1.200	1.241	1091%
Lodos ativados com aeração prolongada	1.200	2.000	1.600	1.654	1455%
Lodos ativados convencional	1.100	3.000	2.050	2.120	1864%
Biofiltro aerado submerso com nitrificação	1100	3000	2.050	2.120	1864%

*Fonte: VON SPERLING, 2005

Conforme demonstrado na tabela acima os tratamentos que apresentam maior geração de lodo a ser tratado são o de biofiltro aerado submerso e de lodos ativados convencional, com geração de 2.120 m³ de lodo por ano. Os menores volumes são referentes ao sistema combinado de lagoa anaeróbia com lagoa facultativa e o sistema de UASB com lagoa de polimento, apresentando valores de 114 e 207 m³ de lodo por ano, respectivamente.

5.5.1.4. VOLUME DE LODO A SER DISPOSTO

A seguir, na Tabela 5.17, são apresentados os valores referentes aos volumes anuais de lodo desidratado a serem dispostos para cada uma das alternativas de tratamento analisadas.

Verificando a tabela abaixo, as alternativas que apresentaram os menores volumes de lodo desidratado a serem dispostos foram as combinações de UASB com lagoa de polimento e a de UASB com biofiltro aerado submerso, com volumes de 21 e 36 m³ de lodo por ano, respectivamente. As alternativas que apresentaram maior volume de lodo desidratado a ser disposto foram as de biofiltro aerado e de lodos ativados com aeração prolongada, com geração de lodo 67 e 78 m³ por ano.

Tabela 5.17 - Volumes de lodo desidratado a serem dispostos em cada alternativa de tratamento

Sistema	Lodo desidratado a ser disposto				Índice Comparativo (%)
	Per capita em l/hab.ano			Total em m ³ /ano	
	Mínimo	Máximo	Adotado	Vila Seca	
	*	*			
UASB + lagoa de polimento	10	35	20	21	100%
UASB+biofiltro aerado submerso	15	55	35	36	175%
Lagoa anaeróbia + lagoa facultativa	20	60	40	41	200%
UASB + lodos ativados	15	60	40	41	200%
Lodos ativados convencional	35	90	60	62	300%
Filtro biológico percolador de alta carga	35	80	60	62	300%
Biofiltro aerado submerso com nitrificação	35	90	65	67	325%
Lodos ativados com aeração prolongada	40	105	75	78	375%

*Fonte: VON SPERLING, 2005

5.5.1.5. CUSTOS

Para uma avaliação dos custos das alternativas de tratamento será feita análise dos custos de implantação e de operação e manutenção de cada uma delas. Os valores obtidos e a comparação entre eles são apresentados a seguir e estão de acordo com a tabela definida por (SPERLING 2005), ou seja, os custos apresentados não têm valor real e sim apenas para comparação entre as alternativas.

a) Custos de Implantação

A seguir, a Tabela 5.18 mostra os dados referentes ao custo de implantação das diferentes alternativas de tratamento analisadas, conforme (SPERLING, 2005).

Tabela 5.18 -Custos referentes à implantação das alternativas de tratamento analisadas

Sistema	Custo de Implantação per capita em R\$			Custo de Implantação em R\$	Índice Comparativo (%)
	Mínimo *	Máximo *	Valor adotado	Vila Seca	
Lagoa anaeróbia + lagoa facultativa	30	70	50	51.700,00	100%
UASB + lagoa de polimento	40	70	55	56.870,00	110%
UASB+biofiltro aerado submerso	65	100	85	87.890,00	170%
UASB + lodos ativados	70	110	90	93.060,00	180%
Biofiltro aerado submerso com nitrificação	70	120	95	98.230,00	190%
Lodos ativados com aeração prolongada	90	120	105	108.570,00	210%
Lodos ativados convencional	100	160	130	134.420,00	260%
Filtro biológico percolador de alta carga	120	150	135	139.590,00	270%

*Fonte: VON SPERLING, 2005

Como podemos observar, as alternativas de tratamento analisadas que requerem o menor custo de implantação para o distrito são: o sistema combinado entre lagoa anaeróbia com lagoa facultativa e a alternativa de tratamento combinado de UASB com lagoa de polimento, tendo um custo de R\$51.700,00 e R\$56.870,00 respectivamente.

b) Custo de Operação e Manutenção

A Tabela 5.19 demonstra os dados referentes aos custos anuais de operação e manutenção das alternativas de tratamento analisadas.

Tabela 5.19 - Custos anuais de operação e manutenção das alternativas de tratamento analisadas

Sistema	Custo de operação e manutenção anuais per capita em R\$			Custo de operação e manutenção em R\$	Índice Comparativo (%)
	Mínimo*	Máximo*	Valor adotado	Vila Seca	
Lagoa anaeróbia + lagoa facultativa	2	4	3	3.102	100%
UASB + lagoa de polimento	4,5	7	6	6.204	200%
UASB+biofiltro aerado submerso	7	12	10	10.340	333%
UASB + lodos ativados	7	12	10	10.340	333%
Biofiltro aerado submerso com nitrificação	8	15	12	12.408	400%
Filtro biológico percolador de alta carga	10	15	13	13.442	433%
Lodos ativados convencional	10	20	15	15.510	500%
Lodos ativados com aeração prolongada	10	20	15	15.510	500%

*Fonte: VON SPERLING, 2005

Observa-se que o sistema combinado entre lagoa anaeróbia e lagoa facultativa é a alternativa que apresenta os menores custos anuais referentes à operação e manutenção, com valor de R\$ 3.102,00. A segunda alternativa com menor custo de operação e manutenção é o sistema combinado de UASB com lagoa de polimento com custo anual de R\$ 6.204,00

5.5.1.6. EFICIÊNCIA NA REMOÇÃO DE DBO

A Tabela 5.20 abaixo apresenta as eficiências típicas na remoção de DBO dos diversos sistemas de tratamento abordados.

Tabela 5.20 – Eficiência na remoção de DBO das alternativas de tratamento analisadas

Sistema	Eficiência Remoção DBO em %			Comparação em %
	Mínimo*	Máximo*	Adotada	
Lodos ativados com aeração prolongada	90	97	94	100%
Biofiltro aerado submerso com nitrificação	88	95	92	98%
Lodos ativados convencional	85	93	89	95%
UASB+biofiltro aerado submerso	83	93	88	94%
UASB + lodos ativados	83	93	88	94%
Filtro biológico percolador de alta carga	80	90	85	90%
UASB + lagoa de polimento	77	87	82	87%
Lagoa anaeróbia + lagoa facultativa	75	85	80	85%

*Fonte: VON SPERLING, 2005

Ao analisar a tabela acima, percebe-se que o sistema de lodos ativados com aeração prolongada e o de biofiltro aerado apresentam as maiores eficiências na remoção do parâmetro DBO, com eficiências respectivas de 94 e 92%. E que a alternativa do sistema combinado de lagoa anaeróbia com lagoa facultativa apresenta eficiência de somente 80% da remoção de DBO.

5.5.1.7. CONCLUSÕES

a) Estudo Econômico das Possibilidades de Tratamento

Diante dos custos de implantação (ver Tabela 5.18) e dos custos operacionais (gastos anuais) estimados (ver Tabela 5.19), foi calculado o valor presente total para as possibilidades restantes de tratamento.

O valor presente total de cada possibilidade refere-se aos respectivos custos de implantação ($P_{C.Implantação}$), somados ao valor presente dos custos operacionais ($VP_{C.operacional}$) no ano Zero.

Para o cálculo do valor presente dos custos operacionais foi adotado um período de projeto de 30 anos, com uma taxa anual de 11% ao ano, contemplando os anos de 2010 (ano zero) a 2040.

Posto isto, os custos de implantação ($P_{C.Implantação}$) foram considerados todos no ano zero e os custos de operação (A) considerados como parcelas anuais constantes, conforme visualizado na Figura 5.5 abaixo:

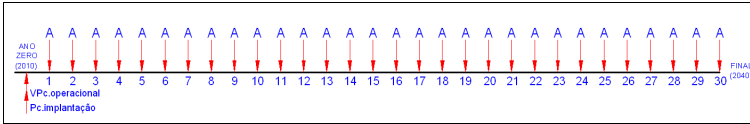


Figura 5.5 - Valor presente total para os custos de implantação e operacionais

A equação do valor presente para os custos operacionais está demonstrada a seguir:

$$VP_{C.operacionais} = A \cdot \frac{(1+i)^n - 1}{i \cdot (1+i)^n}$$

Onde:

VP_{C.operacionais}

valor presente para os custos operacionais (R\$);

A -

custos Operacionais constantes ao Ano (R\$);

i -

taxa de juros anual (%);

n -

número de anos.

Sendo assim, com base no menor valor presente total (VPT), estabeleceu-se a melhor alternativa em termos econômicos.

A seguir, na Tabela 5.21 é apresentado o resultado para o cálculo do valor presente total de cada uma das alternativas de tratamento para o distrito de Vila Seca.

Tabela 5.21 – Cálculo do Valor Presente total para as alternativas de tratamento para Vila Seca

Sistemas	Custo do Investimento (R\$)	Custo de operação (VP 30 anos R\$)	Custo Total (VTP R\$)	Índice Comparativo
Lagoa anaeróbia + lagoa facultativa	51.700,00	26.968,14	78.668,14	100%
UASB + lagoa de polimento	56.870,00	53.936,29	110.806,29	141%
UASB + biofiltro aerado submerso	87.890,00	82.677,97	170.567,97	217%
UASB + lodos ativados	93.060,00	82.677,97	175.737,97	223%
Biofiltro aerado submerso com nitrificação	98.230,00	99.213,56	197.443,56	251%
Lodos ativados convencional	108.570,00	107.481,36	216.051,36	275%
Lodos ativados com aeração prolongada	134.420,00	124.016,95	258.436,95	329%
Filtro biológico percolador de alta carga	139.590,00	124.016,95	263.606,95	335%

Ao analisar a tabela acima se verifica os custos com implantação e operação do sistema de tratamento de esgoto sanitário de Vila Seca. O sistema combinado de lagoa anaeróbia e lagoa facultativa apresentou o menor valor, correspondendo a R\$ 78.668,14. A segunda alternativa mais viável economicamente é o sistema combinado de UASB com lagoa de polimento, apresentando uma diferença de R\$ 32.138,14.

Para a escolha do sistema de tratamento mais adequado foram analisados diversos parâmetros como demanda de área, eficiência do tratamento, consumo de energia, volumes de lodo gerados além dos custos envolvidos na implantação e operação. Foi gerada uma planilha onde foram agregados valores de importância a cada critério comparação entre os sistemas de tratamento resultando na Tabela 5.22

Tabela 5.22 - Importância na escolha das alternativas

Sistemas	Importância na escolha (%)					Total	Comparação em %
	Área	Disposição de lodo	Eficiência a*	Custos de Operação	Custos de Implantação		
	10	15	30	20	25	100	
UASB + biofiltro aerado submerso	10,0	26,3	-28,1	66,7	42,5	117,3	117%
UASB + lodos ativados	17,5	30,0	-28,1	66,7	45,0	131,1	131%
Biofiltro aerado submerso com nitrificação	16,3	48,8	-29,4	80,0	47,5	163,1	163%
Lodos ativados convencional	23,8	45,0	-28,4	100,0	65,0	205,3	205%
Lodos ativados com aeração prolongada	23,75	56,3	-30,0	100,0	52,5	202,5	203%
Filtro biológico percolador de alta carga	23,8	45,0	-27,1	86,7	67,5	195,8	196%
UASB + lagoa de polimento	250,0	15,0	-26,2	40,0	27,5	306,3	306%
Lagoa anaeróbia + lagoa facultativa	262,5	30,0	-25,5	20,0	25,0	312,0	312%

Os valores de importância de cada critério somados equivalem a 100%. Sua distribuição foi feita de tal modo que os critérios de custo tiveram uma maior importância na tomada de decisão 45% (operação + implantação), sendo que o critério de demanda de área obteve menor valor devido ao fato das alternativas de locação da ETE não apresentarem dificuldades de desapropriação de residências nem de aquisição das terras necessárias, segundo a equipe técnica SAMAE. Já o critério eficiência recebe um valor significativo de 30% representando um peso considerável na tomada de decisão.

De acordo com estudo das alternativas de tratamento de esgoto para o distrito de Vila Seca, destacam-se os sistemas de UASB seguido de lodo ativado e o sistema UASB seguido de biofiltro aerado submerso. Essas alternativas são consideradas as mais vantajosas, referentes aos aspectos de demanda de área, consumo de energia, volume de lodo líquido a ser tratado, volume de lodo a ser disposto, juntamente com os valores presentes totais e eficiência de remoção da DBO₅.

5.5.1.8. EFICIÊNCIA TÍPICA DAS ALTERNATIVAS DE TRATAMENTO

Para realizar a escolha da melhor alternativa de tratamento para o esgoto de Vila Seca, faz-se necessário analisar a eficiência do tratamento para os sistemas combinados de UASB seguido de lodo ativado e o sistema UASB seguido biofiltro aerado submerso.

Nas Tabela 5.23 e Tabela 5.24 respectivamente, são apresentadas as concentrações médias efluentes e eficiência típicas de remoção dos principais poluentes de interesse nos esgotos domésticos, baseados nas referências bibliográficas.

Tabela 5.23 – Concentrações médias efluentes dos principais poluentes de interesse nos esgotos domésticos

Sistema	Qualidade média dos efluentes					
	DBO ₅ (mg/L)	DQO (mg/L)	SS (mg/L)	Amônia-N (mg/L)	N Total (mg/L)	P Total (mg/L)
UASB + lodos ativados	20-50	60-150	20-40	5-15	>20	>4
UASB+biofiltro aerado submerso	20-50	60-150	20-40	5-15	>20	>4

Fonte: VON SPERLING, 2005

Tabela 5.24 - Eficiências típicas de remoção dos principais poluentes de interesse nos esgotos domésticos

Sistema	Eficiência média de remoção					
	DBO ₅ (mg/L)	DQO (mg/L)	SS (mg/L)	Amônia-N (mg/L)	N Total (mg/L)	P Total (mg/L)
UASB + lodos ativados	83-93	75-88	87-93	50-85	<60	<35
UASB+biofiltro aerado submerso	83-93	75-88	87-93	50-85	<60	<35

Fonte: VON SPERLING, 2005

De acordo com Tabela 5.24 a eficiência esperada para os dois sistemas é o mesmo, de modo que um não apresenta vantagem sobre o outro no critério de remoção dos parâmetros estudados.

5.5.1.9. ESCOLHA DA ALTERNATIVA DE TRATAMENTO

De acordo com o estudo de alternativas realizado o sistema UASB seguido de biofiltro aerado submerso apresenta melhor resultado do ponto de vista técnico-econômico, por apresentar menor custo de implantação comparada ao sistema UASB seguido de lodo ativado e por indicar boa eficiência na remoção dos principais poluentes de interesse no esgoto doméstico.

Segundo Bastos (s.d.) o sistema UASB seguido de biofiltro aerado submerso tem sido amplamente empregado em regiões de baixa população no país e apresentado resultados eficientes.

Assim, a estação de tratamento é composta por tratamento preliminar, reator UASB, biofiltro aerado submerso, desinfecção e destinação do lodo.

5.5.2. ALTERNATIVAS DE LOCAÇÃO DA ETE

Foram levantados três locais com possibilidade de implantação da Estação de Tratamento de Esgotos do sistema de esgotamento de Vila Seca.

Abaixo é apresentada uma descrição de cada área de abrangência das alternativas indicadas, a fim de selecionar a melhor área para implantação da ETE.

Para a escolha da melhor alternativa, são levadas em consideração características físicas, distância até o corpo receptor mais próximo para despejo do efluente tratado, bem como a distância do centro produtor até a ETE, como também a viabilidade econômica de aquisição de cada área.

Entretanto, a questão do ponto de lançamento do efluente tratado em relação ao ponto de captação para abastecimento de água é de suma importância nessa tomada de decisão.

A Figura 5.6 apresenta os locais levantados para implantação da ETE no Distrito, através de imagem aérea obtida através do software Google Earth.

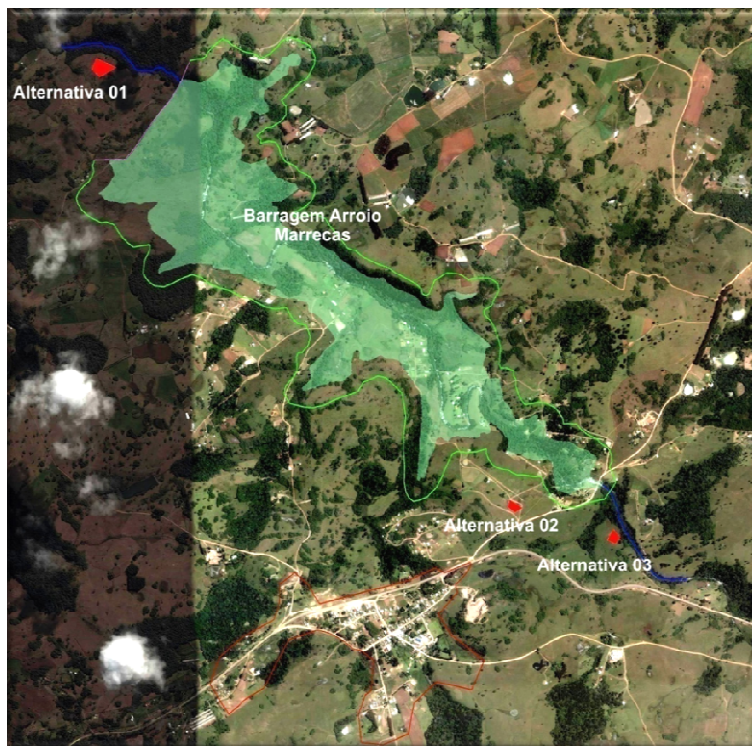


Figura 5.6 - Localização das três áreas para implantação da ETE de Vila Seca (Imagem Google Earth 2002)

A alternativa 01, localiza-se ao norte do Distrito à jusante da barragem do Arroio Marrecas numa distância aproximada de 500 metros do barramento, como se observa na Figura 5.7. Possui uma área com 1,99 hectares aproximadamente e uma distância do corpo receptor aproximada de 60 metros.

Localiza-se junto à Estação de Bombeamento de Água Bruta do Sistema Marrecas, o que facilitaria no tocante a segurança do local, já que as duas propriedades são de responsabilidade do SAMAE, não necessitando de deslocamento de nova equipe para a execução deste e outros serviços, que atualmente gira em torno de R\$ 8.000,00 mensais, segundo o SAMAE.

As proximidades desta área não apresentam loteamentos, comunidades ou qualquer indício de processo de urbanização, porém o centro produtor do Distrito está cerca de 5 km de distância o que resulta num extenso interceptor até a ETE com possível necessidade de instalação de estação elevatória no traçado do mesmo.

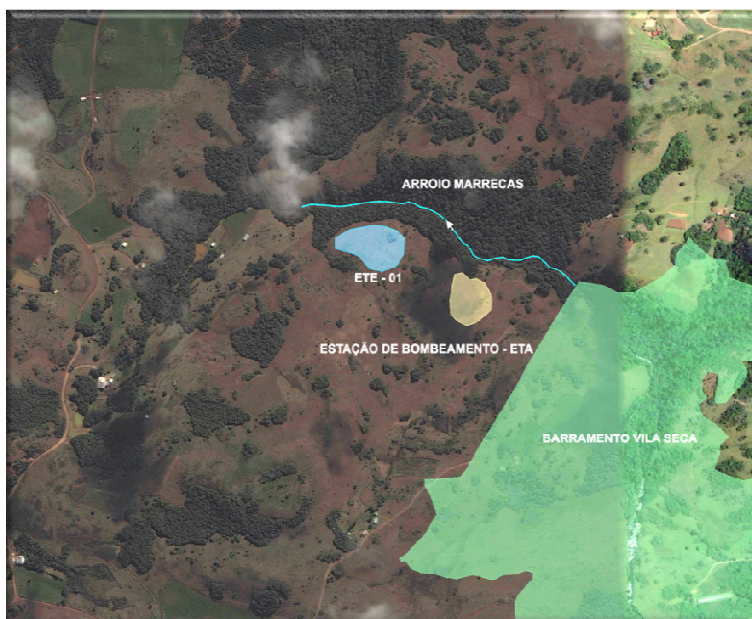


Figura 5.7 - Localização detalhada para área de implantação da ALTERNATIVA 01 (Imagem Google Earth 2002)

A alternativa 02 está localizada na região mais próxima do Distrito, o que diminui a extensão do interceptor que transporta o esgoto da estação elevatória até a ETE, tendo área aproximada de 1,28 hectares e distância do corpo receptor de aproximadamente 300 metros, conforme pode ser visualizado na Figura 5.8.

A emissão do efluente tratado será na própria barragem, mas como a quantidade a ser lançada é muito pequena em relação ao volume da barragem o impacto causado na qualidade da água será amenizado.

A área está bem localizada, não apresenta residências próximas e a barragem para lançamento do efluente tratado da ETE localiza-se bem próximo.



Figura 5.8 - Localização detalhada para área de implantação da ETE - ALTERNATIVA 02 e ALTERNATIVA 03 (Imagem Google Earth 2002)

A alternativa 03 está localizada à montante da barragem do Arroio Marrecas, conforme a Figura 5.8. A região não apresenta residências próximas, distando aproximadamente 50 metros do corpo receptor.

O fluxo dos esgotos entre as bacias será definido de acordo com a escolha da locação da ETE. Caso a alternativa 01 seja eleita, os esgotos das Bacias L e K verterão para a Bacia J através de linhas de recalque independentes; caso a alternativa 02 ou 03 seja escolhida, os esgotos das bacia J e K também verterão através de linhas de recalque independentes para a Bacia L.

A Tabela 5.25 apresenta os custos estimados para cada uma das alternativas apresentadas:

Tabela 5.25 – Custo estimado das alternativas apresentadas

Alternativa	Extensão até a ETE	Custo Estimado (1)	Extensão do Emissário	Custo Estimado (2)	Custo Total Estimado	Segurança (Estimado/ano) (3)
01	5000	370.550,00	60	4.726,20	375.276,20	0,00
02	700	51.877,00	300	23.631,00	75.508,00	96.000,00
03	1000	74.110,00	50	3.938,50	78.048,50	96.000,00

1 O valor considerado foi de R\$74,11 por metro de PVC 180 (SINAPI, 2010)

2 O valor considerado foi de R\$ 78,77 por metro de PVC 300 (Tigre, 2009)

3 Valor além do investido na adutora de água bruta

De acordo com a descrição física das alternativas e dos custos apresentados optou-se pela alternativa um. Deve-se ressaltar que além de consultada a equipe técnica do SAMAE foi de grande importância a questão de concepção de o lançamento do efluente tratado ser a jusante da captação de água para abastecimento, uma vez que este modelo tem sido amplamente utilizado em território nacional

5.6. DESCRIÇÃO DO SISTEMA PROPOSTO

A concepção do sistema de esgotamento sanitário escolhida para o distrito de Vila Seca é composta por rede coletora de esgoto sanitário, a qual é constituída pelos seguintes dispositivos:

- Coletores;
- Poços de visita;
- Tubos de inspeção e limpeza;
- Emissários, estações elevatórias, linhas de recalque e pela estação de tratamento de esgoto.

Como pode ser visto no Layout:

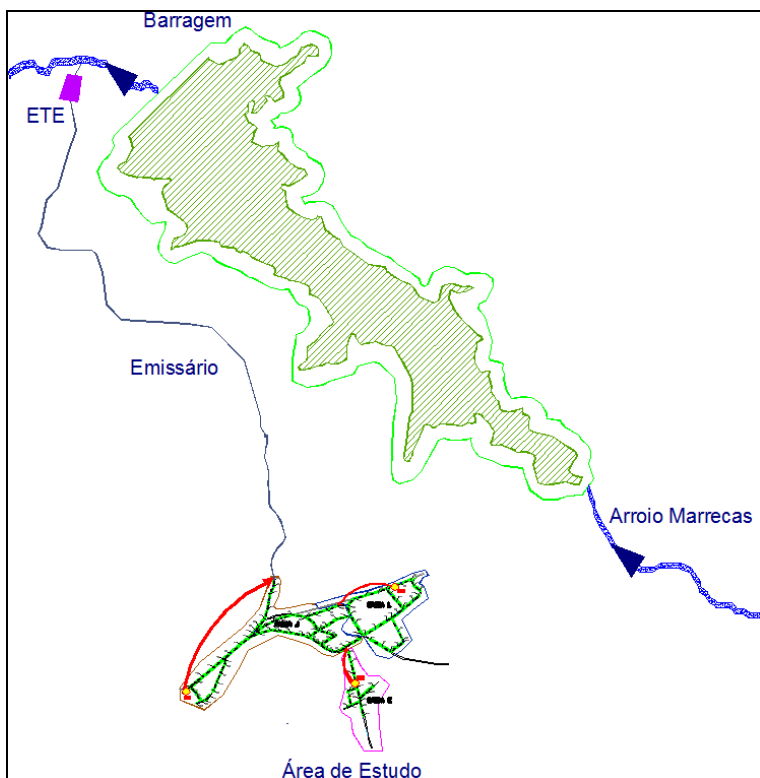


Figura 5.9 – Layout do sistema de esgotamento sanitário de Vila Seca

Abaixo a Figura 5.10 com os detalhes da rede coletora nas bacias de esgotamento:

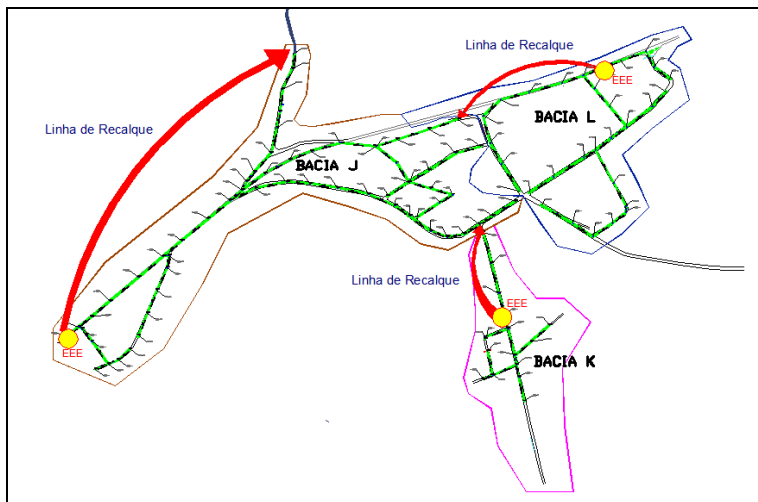


Figura 5.10 – Detalhe das linhas de Recalque da Rede Coletora.

5.6.1. REDE COLETORA DE ESGOTO

A rede coletora de esgoto das bacias de esgotamento foi dimensionada tendo como premissa, o aproveitamento da energia gravitacional no transporte do efluente, e a acessibilidade técnica e econômica dos materiais e órgãos acessórios da rede.

Adotou-se o software SANCAD, que constitui-se em um aplicativo para o projeto e dimensionamento de rede coletoras de esgotos sanitários baseado na norma brasileira NBR 9.649/86, no qual é utilizado em conjunto com o software gráfico AutoCAD.

Como dados de entrada do software, no dimensionamento hidráulico das respectivas redes coletoras de esgoto, adotaram-se como base, os critérios estabelecidos na NBR 9.649 (1986), relacionados a seguir:

- Escoamento em regime uniforme e permanente;
- Diâmetro mínimo igual a 150 mm;
- Tensão trativa média para vazão inicial mínima igual a 1,0 Pa;

- A declividade de cada trecho da rede coletora não deve ser inferior à mínima admissível calculada;
- A declividade de projeto tem que ser inferior à declividade resultante em uma velocidade final $v_f = 5$ m/s;
- A lâmina d'água máxima para vazão final é igual a 75 % do diâmetro do coletor.

A rede coletora de esgotos sanitários foi dimensionada com base no levantamento topográfico da área de estudo e considerando a população de saturação de cada bacia de esgotamento.

5.6.1.1. ACESSÓRIOS

De acordo com o traçado preliminar da rede coletora de esgoto através do software SANCAD, foi determinada a extensão da rede coletora de esgoto em 6.274 metros conforme quantitativo de acessórios apresentados na Tabela 5.26:

Tabela 5.26 – Quantitativo dos acessórios por bacia de esgotamento.

Bacia de Esgotamento	Tubulação de Material PVC DN150 (m)	Poços de Visita (un)	Terminais de Limpeza DN 150 (un)
Bacia J	2.974	53	9
Bacia K	979	11	6
Bacia L	2321	26	5
Total	6.274	90	20

5.6.1.2. LOCAÇÃO DAS ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS DE ESGOTO

De acordo com o escoamento do traçado preliminar da rede coletora de esgoto foram locadas três Estações Elevatórias de Esgotos nas respectivas bacias de esgotamento, conforme visualizado na Figura 5.11.



Figura 5.11 – Traçado da rede coletora e locação das EEE através do software SANCAD.

Na bacia de esgotamento J, a EEE está locada à direita (sentido Caxias – Criúva) na RS - 453 – Rota do Sol após a bifurcação com a Avenida Pacheco (Figura 5.12 – à esquerda). A EEE da bacia de esgotamento K está locada na Rua Patrício Pasquali perto do cruzamento com a Rua 31-02-07 (Figura 5.12 – à direita). Na bacia de esgotamento L, a EEE está na RS - 453 – Rota do Sol na altura do cruzamento com a Rua Ângelo Balbinotti (Figura 5.13).



Figura 5.12 - Localização EEE Bacia J e EEE Bacia K



Figura 5.13 – Localização EEE Bacia L

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho tinha por objetivo final propor a concepção de um sistema de esgotamento sanitário para o distrito de Vila Seca, em vista da demanda por saneamento no local aliada à medida compensatória de sanear a sede do distrito devido ao impacto ambiental decorrente do barramento do Arroio Marreca

Para tal, o trabalho desenvolveu-se em alguns estudos chegando à concepção final apresentada. Vale ressaltar que esta concepção é a alternativa que segundo os critérios utilizados se apresentou como a mais vantajosa nos âmbitos técnico-econômicos, entretanto isso não exclui a possibilidade de chegar a outras concepções para o local de estudo levando-se em conta outros critérios para a tomada de decisão.

Quanto ao estudo populacional de saturação e ao estudo de vazões especificamente, percebeu-se que estes, mesmo sendo essenciais para alcançar os resultados, não os determinam quantitativamente visto que o diâmetro mínimo da rede coletora exigido pela norma 9649 de 1986 (Projeto de Redes Coletora de Esgotos) supera a população e vazão de saturação que servem como dados de entrada para rodar o software *sancad*, utilizado para dimensionamento da rede.

Percebe-se também que a tomada de decisão diante das alternativas de sistemas de tratamento e localização da ETE apresentadas exige não apenas o seqüenciamento lógico das alternativas diante dos critérios utilizados como para escolha do tratamento, mas também um olhar crítico comumente chamado de “bom senso do engenheiro” para a determinação da melhor alternativa, utilizado na escolha de locação da ETE.

Enfim, a estrutura sugerida pelo trabalho mostrou-se apropriada para propor um sistema de esgotamento sanitário para o distrito de Vila Seca, sanando a urgência surgida pelo impacto ambiental do barramento além de melhorar a qualidade de vida da população.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. (1999). Associação Brasileira de Normas Técnicas . *NBR 8160 - Sistemas Prediais de Esgoto Sanitário* .

ABNT. (1986). Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 9649 - Projeto de Redes Coletoras de Esgoto* .

ABNT. (1986). Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 9648 - Estudo de Concepção de Sistemas de Esgoto Sanitário* .

ABNT. (1992). Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 12207 - Projeto de Interceptores de Esgoto Sanitário* .

ABNT. (2001). Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 7362-I - Sistemas Enterrados para Condução de Esgotos* .

BASTOS, R. K. X (s.d.) Reator UASB + biofiltro submerso aerado. Um sistema eficiente, mas que requer cuidados operacionais. Viçosa, Minas Gerais:Departamento de Engenharia Civil - UFV

CHERNICHARO, C. A. L. (1997). *Reatores anaeróbios*. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental – UFMG, 246 p. (Princípios do tratamento biológico de águas residuárias, 5).

CHERNICHARO, C. A. L. (2001). *Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios*. Belo Horizonte: [s.n.], Projeto PROSAB

FERNANDES, C. (1997). *Esgotos sanitários*. João Pessoa: Universidade Federal de Pernambuco - UFPB.

IBGE. (2000). Acesso em abril de 2010, disponível em SIDRA: <http://www.sidra.ibge.gov.br>

SAMAE. *Plano Diretor Esgotamento Sanitário*. Caxias do Sul, RS.

SAMAE, C. d. (2006). *Relatório de Impacto Ambiental - Barragem Arroio Marrecas*. Caxias do Sul, RS.

SPERLING VON, M. (2005). *Introdução À Qualidade das Águas e ao Tratamento de Esgotos 3ª. Edição*. Belo Horizonte, Minas Gerais: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental - UFMG.

TSUTIYA, M. T., & SOBRINHO, P. A. (2000). *Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário* (1ª Edição ed.). São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da EScola Politécnica da Universidade de São Paulo.

TSUTIYA, M. T., & SOBRINHO, P. A. (2006). *Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário* (1ª Edição ed.). São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da EScola Politécnica da Universidade de São Paulo.

8. ANEXOS

SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO - VILA SECA, RS
PLANILHA DE CÁLCULO - SANCAD
BACIA DE ESGOTAMENTO J

REDE COLETORA DE ESGOTO

Trecho	PV		Ext.	Cota do Terreno (m)		Cota Coletor (m)		Prof. (m)	D	Decliv.	Vazão (L/s)		Velocidade (m/s)			Tensão Trativa Mpa	Lamina (m)		Obs.
	Mont.	Jus.		Mont.	Jus.	Mont.	Jus.				Inik.	Fin.	Inik.	Fin.	Crit.		Inik.	Fin.	
009-001	PV059	PV060	72	840,85	832,32	839,80	831,27	1,05	1,05	130	0,12	0,03	0,06	1,57	1,86	11,57	0,10	0,10	
009-002	PV060	PV061	41	832,32	832,03	831,27	830,98	1,05	1,05	130	0,01	0,05	0,09	0,58	2,55	1,29	0,20	0,20	
009-003	PV061	PV062	61	832,03	831,85	830,98	830,67	1,05	1,17	130	0,01	0,07	0,13	0,52	2,64	1,00	0,22	0,22	
009-004	PV062	PV056	61	831,85	831,67	830,67	830,37	1,17	1,30	130	0,01	0,10	0,18	0,32	0,52	2,64	1,00	0,22	0,22
008-001	PV058	PV056	69	837,69	831,67	836,64	830,62	1,05	1,05	130	0,09	0,03	0,05	1,41	1,92	9,12	0,11	0,11	DG 0,249
007-001	PV053	PV054	70	835,59	834,23	834,54	833,18	1,05	1,05	130	0,02	0,03	0,05	0,84	2,27	2,85	0,16	0,16	
007-002	PV054	PV055	86	834,23	832,01	833,18	830,96	1,05	1,05	130	0,03	0,06	0,12	0,92	2,20	3,55	0,15	0,15	
007-003	PV055	PV056	64	832,01	831,67	830,96	830,62	1,05	1,05	130	0,01	0,09	0,17	0,53	2,63	1,03	0,22	0,22	DG 0,249
007-004	PV056	PV057	62	831,67	831,73	830,37	830,06	1,30	1,67	130	0,01	0,24	0,45	0,32	0,52	2,64	1,00	0,22	
007-005	PV057	PV047	70	831,73	831,45	830,06	829,71	1,67	1,74	130	0,01	0,27	0,50	0,32	0,52	2,64	1,00	0,22	
006-001	PV044	PV045	84	835,90	833,42	834,85	832,37	1,05	1,05	130	0,03	1,01	1,36	0,97	0,97	2,17	3,94	0,14	0,14
006-002	PV043	PV046	90	833,42	832,38	832,37	831,33	1,05	1,05	130	0,01	1,05	1,43	0,69	2,41	1,90	0,18	0,18	
006-003	PV046	PV047	59	832,38	831,45	831,33	830,40	1,05	1,05	130	0,02	1,08	1,48	0,78	2,33	2,42	0,17	0,17	TQ 0,689
006-004	PV047	PV048	98	831,45	831,70	829,71	829,22	1,74	2,49	130	0,01	1,39	2,06	0,32	0,57	2,83	1,00	0,22	0,26
006-005	PV048	PV049	81	831,70	829,94	829,22	828,81	2,49	1,13	130	0,01	1,42	2,12	0,32	0,57	2,85	1,00	0,22	0,26
006-006	PV049	PV050	63	829,94	827,80	828,81	826,75	1,13	1,05	130	0,03	1,45	2,17	1,00	1,12	2,33	4,26	0,14	0,17
006-007	PV050	PV051	77	827,80	824,82	826,75	823,77	1,05	1,05	130	0,04	1,48	2,23	1,06	1,20	2,30	4,87	0,13	0,16
006-008	PV051	PV036	75	824,82	821,82	823,77	820,77	1,05	1,05	130	0,04	1,51	2,29	1,08	1,22	2,30	5,00	0,13	0,16
005-001	PV039	PV040	65	825,03	821,89	823,98	820,84	1,05	1,05	130	0,05	0,03	0,05	1,15	1,15	2,05	5,76	0,13	0,13
005-002	PV040	PV041	67	821,89	818,27	820,84	817,22	1,05	1,05	130	0,05	0,05	0,10	1,19	1,19	2,03	6,29	0,12	0,12
005-003	PV041	PV042	66	818,27	815,66	817,22	814,61	1,05	1,05	130	0,04	0,08	0,15	1,07	1,07	2,10	4,95	0,13	0,13
005-004	PV042	PV043	34	815,66	814,67	814,61	813,62	1,05	1,05	130	0,03	0,10	0,18	0,96	0,96	2,18	3,87	0,14	0,14
005-005	PV043	PV017	15	814,67	814,41	813,62	813,36	1,05	1,05	130	0,02	0,10	0,19	0,80	0,80	2,30	2,63	0,16	0,16
004-001	PV037	PV038	43	820,48	817,30	819,43	816,25	1,05	1,05	130	0,07	0,02	0,03	1,33	1,33	1,96	8,04	0,11	0,11

SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO - VILA SECA, RS
PLANILHA DE CÁLCULO - SANCAD
BACIA DE ESGOTAMENTO J

REDE COLETORA DE ESGOTO

Trecho	PV		Ext.	Cota do Terreno (m)		Cota Coletor (m)		Prof. (m)		D	Decliv.		Vazão (l/s)		Velocidade (m/s)		Tensão Trativa Mpa	Lâmina (m)		Obs.
	Mont.	Jus.		Mont.	Jus.	Mont.	Jus.	Mont.	Jus.		mm	m/m	Inic.	Fin.	Inic.	Fin.		Inic.	Fin.	
004-002	PV038	PV024	28	817,30	817,25	816,25	816,11	1,05	1,14	150	150	0,01	0,03	0,05	0,52	0,53	2,64	1,00	0,22	
003-001	PV028	PV029	41	849,16	844,67	848,11	843,62	1,05	1,05	150	150	0,11	0,02	0,03	1,53	1,53	1,87	10,87	0,10	0,10
003-002	PV029	PV030	62	844,67	836,46	843,62	835,41	1,05	1,05	150	150	0,13	0,04	0,08	1,63	1,63	1,83	12,60	0,10	0,10
003-003	PV030	PV031	61	836,46	830,32	835,41	829,27	1,05	1,05	150	150	0,10	0,07	0,13	1,48	1,48	1,89	10,19	0,11	0,11
003-004	PV031	PV032	44	830,32	831,57	829,27	829,05	1,05	2,52	150	150	0,01	0,09	0,16	0,52	0,52	2,64	1,00	0,22	
003-005	PV032	PV033	70	831,57	835,56	829,05	828,70	2,52	3,86	150	150	0,01	0,11	0,21	0,52	0,52	2,64	1,00	0,22	
003-006	PV033	PV034	68	835,56	824,99	828,70	823,94	3,86	1,05	150	150	0,07	0,14	0,27	1,31	1,31	1,97	7,70	0,12	0,12
003-007	PV034	PV035	34	824,99	823,84	823,94	821,79	1,05	1,05	150	150	0,06	0,16	0,29	1,26	1,26	1,99	7,11	0,12	
003-008	PV035	PV036	26	823,84	821,82	821,79	820,77	1,05	1,05	150	150	0,04	0,17	0,31	1,07	1,07	2,10	4,90	0,13	0,13
003-009	PV036	PV014	44	821,82	820,00	820,77	818,95	1,05	1,05	150	150	0,04	1,69	2,63	1,13	1,29	2,37	5,40	0,14	0,17
002-001	PV023	PV024	39	817,95	817,25	816,90	816,20	1,05	1,05	150	150	0,02	0,02	0,03	0,81	0,81	2,29	2,68	0,16	0,16
002-002	PV024	PV025	76	817,25	811,37	816,11	810,32	1,14	1,05	150	150	0,08	0,08	0,14	1,35	1,35	1,95	8,20	0,11	0,11
002-003	PV025	PV026	42	811,37	810,10	810,32	809,05	1,05	1,05	150	150	0,03	0,09	0,18	0,98	0,98	2,16	4,03	0,14	0,14
002-004	PV026	PV021	10	810,10	810,00	809,05	808,95	1,05	1,05	150	150	0,01	0,10	0,18	0,65	0,65	2,46	1,63	0,19	0,19
001-001	PV001	PV002	73	848,92	848,75	847,87	847,50	1,05	1,24	150	150	0,01	0,03	0,06	0,52	0,52	2,64	1,00	0,22	
001-002	PV002	PV003	42	848,75	848,55	847,50	847,29	1,24	1,26	150	150	0,01	0,05	0,09	0,52	0,52	2,64	1,00	0,22	
001-003	PV003	PV004	49	848,55	848,38	847,29	847,05	1,26	1,33	150	150	0,01	0,42	1,43	0,52	0,52	2,64	1,00	0,22	
001-004	PV004	PV005	47	848,38	845,99	847,05	844,94	1,33	1,05	150	150	0,04	0,44	1,46	1,12	1,12	2,07	5,46	0,13	0,13
001-005	PV005	PV006	48	845,99	845,67	844,94	842,62	1,05	1,05	150	150	0,05	0,46	1,50	1,15	1,15	2,05	5,76	0,13	0,13
001-006	PV006	PV007	69	843,67	841,57	842,62	840,52	1,05	1,05	150	150	0,03	0,49	1,55	0,98	0,99	2,18	4,03	0,14	0,14
001-007	PV007	PV008	48	841,57	839,93	840,52	838,88	1,05	1,05	150	150	0,03	0,51	1,59	1,02	1,04	2,16	4,42	0,14	0,14
001-008	PV008	PV009	78	839,93	837,74	838,88	836,69	1,05	1,05	150	150	0,03	0,54	1,65	0,95	0,98	2,23	3,78	0,14	0,15

ANEXO 1 - Cálculo Rede Coletora Bacia J

SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO - VILA SECA, RS
PLANILHA DE CÁLCULO - SANCAD
BACIA DE ESGOTAMENTO J

REDE COLETORA DE ESGOTO

Trecho	PV		Ext.	Cota do Terreno (m)		Cota Coletor (m)		Prof. (m)		D	Decliv.	Vazio (L/s)		Velocidade (m/s)			Tensão Tratativa	Lamina (m)		Obs
	Mont.	Jus.		Mont.	Jus.	Mont.	Jus.	Mont.	Jus.			Inik.	Fin.	Inic.	Fin.	Crit.	Mpa	Inik.	Fin.	
001-009	PV009	PV010	84	837,74	834,26	836,69	833,21	1,05	1,05	150	0,04	0,57	1,71	1,09	1,13	2,15	5,13	0,13	0,14	
001-010	PV010	PV011	75	834,26	830,23	833,21	829,18	1,05	1,05	150	0,05	0,60	1,77	1,19	1,25	2,11	6,26	0,12	0,13	
001-011	PV011	PV012	62	830,23	827,71	829,18	826,66	1,05	1,05	150	0,04	0,63	1,82	1,08	1,14	2,19	5,04	0,13	0,15	
001-012	PV012	PV013	86	827,71	824,03	826,66	822,98	1,05	1,05	150	0,04	0,66	1,88	1,10	1,18	2,19	5,26	0,13	0,15	
001-013	PV013	PV014	77	824,03	820,00	822,98	818,95	1,05	1,05	150	0,05	0,70	1,94	1,18	1,28	2,16	6,13	0,12	0,14	
001-014	PV014	PV015	76	820,00	817,48	818,95	816,43	1,05	1,05	150	0,03	2,42	4,63	1,16	1,40	2,75	5,34	0,18	0,24	
001-015	PV015	PV016	92	817,48	815,40	816,43	814,35	1,05	1,05	150	0,02	2,46	4,70	1,02	1,23	2,87	3,99	0,19	0,27	
001-016	PV016	PV017	66	815,40	814,41	814,35	813,36	1,05	1,05	150	0,01	2,49	4,75	0,88	1,06	3,01	2,89	0,22	0,30	
001-017	PV017	PV018	87	814,41	813,13	813,36	812,08	1,05	1,05	150	0,01	2,62	5,01	0,89	1,07	3,05	2,94	0,22	0,31	
001-018	PV018	PV019	100	813,13	811,63	812,08	810,38	1,05	1,05	150	0,01	2,66	5,09	0,90	1,09	3,05	3,00	0,22	0,31	
001-019	PV019	PV020	66	811,63	810,61	810,58	809,36	1,05	1,05	150	0,02	2,69	5,14	0,91	1,10	3,05	3,08	0,22	0,31	
001-020	PV020	PV021	43	810,61	810,00	809,56	808,95	1,05	1,05	150	0,01	2,71	5,17	0,89	1,07	3,08	2,90	0,23	0,32	
001-021	PV021	PV022	43	810,00	809,29	808,95	808,24	1,05	1,05	150	0,02	2,82	5,39	0,95	1,14	3,06	3,33	0,22	0,31	
001-022	PV022	FIM	9	809,29	809,37	808,24	808,20	1,05	1,17	150	0,00	2,83	5,39	0,60	0,71	3,50	1,20	0,31	0,44	FIM

SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO - VILA SECA, RS
PLANILHA DE CÁLCULO - SANCAD
BACIA DE ESGOTAMENTO K

REDE COLETORA DE ESGOTO

Trecho	PV		Ext.	Cota do Terreno (m)		Cota Coletor (m)		Prof. (m)		D	Decliv.	Vazio (L/s)		Velocidade (m/s)			Tensão Tratva (m)		Obs.	
	Mont.	Jus.		Mont.	Jus.	Mont.	Jus.	mm	m/m			Inic.	Fin.	Ink.	Fin.	Crít.	Mpa	Ink.		Fin.
006-001	PV017	PV016	31	851,60	849,85	850,55	848,80	1,05	1,05	150	0,06	0,01	0,05	1,21	1,21	2,02	6,50	0,12	0,12	
005-001	PV015	PV016	67	854,80	849,85	853,75	848,80	1,05	1,05	150	0,07	0,02	0,10	1,33	1,33	1,96	8,02	0,11	0,11	
005-002	PV016	PV003	70	849,85	849,36	848,80	848,31	1,05	1,05	150	0,01	0,06	0,25	0,38	0,58	2,54	1,29	0,20	0,20	
004-001	PV012	PV013	8	853,50	852,46	852,45	851,41	1,05	1,05	150	0,13	0,00	0,01	1,62	1,62	1,84	12,36	0,10	0,10	
004-002	PV013	PV005	63	852,46	846,01	851,41	844,96	1,05	1,05	150	0,10	0,03	0,11	1,49	1,49	1,89	10,33	0,11	0,11	
003-001	PV010	PV011	67	850,88	848,48	849,83	847,43	1,05	1,05	150	0,04	0,02	0,10	1,03	1,03	2,12	4,58	0,14	0,14	
003-002	PV011	PV004	58	848,48	847,54	847,43	846,49	1,05	1,05	150	0,02	0,04	0,19	0,78	0,78	2,32	2,47	0,17	0,17	
002-001	PV007	PV008	86	848,73	846,32	847,68	845,27	1,05	1,05	150	0,03	0,03	0,13	0,95	0,95	2,18	3,79	0,14	0,14	
002-002	PV008	PV009	83	846,32	846,19	845,27	844,85	1,05	1,34	150	0,01	0,06	0,26	0,52	0,52	2,64	1,00	0,22	0,22	
002-003	PV009	PV006	66	846,19	845,78	844,85	844,52	1,34	1,26	150	0,01	0,08	0,36	0,52	0,52	2,64	1,00	0,22	0,22	
001-001	PV001	PV002	67	854,79	852,16	853,74	851,11	1,05	1,05	150	0,04	0,02	0,10	1,07	1,07	2,10	4,92	0,13	0,13	
001-002	PV002	PV003	34	852,16	849,36	851,11	848,31	1,05	1,05	150	0,08	0,04	0,15	1,38	1,38	1,93	8,71	0,11	0,11	
001-003	PV003	PV004	25	849,36	847,54	848,31	846,49	1,05	1,05	150	0,07	0,10	0,45	1,33	1,33	1,96	7,93	0,12	0,12	
001-004	PV004	PV005	73	847,54	846,01	846,49	844,96	1,05	1,05	150	0,02	0,17	0,75	0,86	0,86	2,26	3,01	0,16	0,16	
001-005	PV005	PV006	34	846,01	845,78	844,96	844,73	1,05	1,05	150	0,01	0,21	0,91	0,57	0,57	2,56	1,24	0,21	0,21	DG 0,213
001-006	PV006	FM	9	845,78	845,55	844,52	844,48	1,26	1,07	150	0,01	0,30	1,27	0,52	0,52	2,64	1,00	0,22	0,22	FM

SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO - VILA SECA, RS
PLANILHA DE CÁLCULO - SANCAD
BACIA DE ESGOTAMENTO L

REDE COLETORA DE ESGOTO

Trecho	PV		Ext.	Cota do Terreno (m)				Cota Coletor (m)				D	Decliv.	Vazão (L/s)		Velocidade (m/s)			Tensão Trativa Mpa	Lâmina (m)		Obs
	Mont.	Jus.		Mont.	Jus.	Mont.	Jus.	Mont.	Jus.	Mont.	Jus.			Ink.	Fin.	Inic.	Fin.	Crit.		Ink.	Fin.	
005-001	PV029	PV030	79	849,13	844,54	848,08	843,49	1,05	1,05	1,05	1,05	150	0,06	0,04	0,07	1,23	1,23	2,01	6,66	0,12	0,12	
005-002	PV030	PV031	97	844,54	837,30	843,49	836,25	1,05	1,05	1,05	1,05	150	0,07	0,09	0,15	1,34	1,34	1,96	8,08	0,11	0,11	
005-003	PV031	PV017	38	837,30	834,36	836,25	833,31	1,05	1,05	1,05	1,05	150	0,08	0,11	0,18	1,35	1,35	1,95	8,30	0,11	0,11	DG 0.442
004-001	PV027	PV028	55	831,05	830,06	830,00	829,01	1,05	1,05	1,05	1,05	150	0,02	0,03	0,05	0,81	0,81	2,30	2,67	0,16	0,16	
004-002	PV028	PV019	89	830,06	827,53	829,01	826,48	1,05	1,05	1,05	1,05	150	0,03	0,08	0,12	0,95	0,95	2,18	3,82	0,14	0,14	
003-001	PV023	PV024	54	831,84	827,88	830,79	826,83	1,05	1,05	1,05	1,05	150	0,07	0,03	0,05	1,33	1,33	1,96	7,97	0,12	0,12	
003-002	PV024	PV025	48	827,88	823,34	826,83	822,29	1,05	1,05	1,05	1,05	150	0,09	0,05	0,09	1,45	1,45	1,90	9,72	0,11	0,11	
003-003	PV025	PV026	72	823,34	821,54	822,29	820,49	1,05	1,05	1,05	1,05	150	0,02	0,09	0,15	0,91	0,91	2,21	3,46	0,15	0,15	
003-004	PV026	PV009	51	821,54	821,10	820,49	820,05	1,05	1,05	1,05	1,05	150	0,01	0,12	0,19	0,63	0,63	2,49	1,51	0,19	0,19	
002-001	PV010	PV011	97	846,74	844,14	845,69	843,09	1,05	1,05	1,05	1,05	150	0,03	0,05	0,08	0,93	0,93	2,19	3,64	0,15	0,15	
002-002	PV011	PV012	66	844,14	842,55	843,09	841,50	1,05	1,05	1,05	1,05	150	0,02	0,09	0,14	0,90	0,90	2,22	3,36	0,15	0,15	
002-003	PV012	PV013	64	842,55	843,42	841,50	841,18	1,05	2,24	1,05	2,24	150	0,01	0,12	0,19	0,52	0,52	2,64	1,00	0,22	0,22	
002-004	PV013	PV014	46	843,42	839,76	841,18	838,71	2,24	1,05	1,05	1,05	150	0,05	0,15	0,25	1,19	1,19	2,03	6,27	0,12	0,12	
002-005	PV014	PV015	17	839,76	837,51	838,71	836,46	1,05	1,05	1,05	1,05	150	0,13	0,16	0,25	1,63	1,63	1,83	12,60	0,10	0,10	
002-006	PV015	PV016	72	837,51	834,42	836,46	833,37	1,05	1,05	1,05	1,05	150	0,04	0,19	0,31	1,10	1,10	2,08	5,26	0,13	0,13	
002-007	PV016	PV017	101	834,42	834,36	833,37	832,87	1,05	1,49	1,05	1,49	150	0,01	0,25	0,40	0,52	0,52	2,64	1,00	0,22	0,22	
002-008	PV017	PV018	52	834,36	830,95	832,87	829,90	1,49	1,05	1,05	1,05	150	0,06	0,39	0,62	1,22	1,22	2,02	6,57	0,12	0,12	
002-009	PV018	PV019	52	830,95	827,53	829,90	826,48	1,05	1,05	1,05	1,05	150	0,07	0,42	0,67	1,28	1,28	1,98	7,52	0,12	0,12	
002-010	PV019	PV020	71	827,53	825,25	826,48	824,20	1,05	1,05	1,05	1,05	150	0,03	0,53	0,85	1,00	1,00	2,15	4,21	0,14	0,14	
002-011	PV020	PV021	64	825,25	823,21	824,20	822,16	1,05	1,05	1,05	1,05	150	0,03	0,57	0,90	0,99	0,99	2,15	4,19	0,14	0,14	
002-012	PV021	PV008	47	823,21	821,70	822,16	820,65	1,05	1,05	1,05	1,05	150	0,03	0,59	0,94	0,99	0,99	2,15	4,19	0,14	0,14	
001-001	PV001	PV002	89	848,51	840,71	847,46	839,66	1,05	1,05	1,05	1,05	150	0,09	0,05	0,08	1,41	1,41	1,92	9,16	0,11	0,11	
001-002	PV002	PV003	63	840,71	838,36	839,66	837,31	1,05	1,05	1,05	1,05	150	0,04	0,08	0,13	1,05	1,05	2,11	4,73	0,14	0,14	

SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO - VILA SECA, RS
 PLANILHA DE CÁLCULO - SANCAD
 BACIA DE ESGOTAMENTO L

REDE COLETORA DE ESGOTO

Trecho	PV		Ext.	Cota do Terreno (m)		Cota Coletor (m)		Prof. (m)		D	Decliv.	Vazão (L/s)		Velocidade (m/s)			Tensão Trativa Mpa	Lamina (m)		Obs
	Mont.	Jus.		Mont.	Jus.	Mont.	Jus.	Mont.	Jus.			Inic.	Fin.	Inic.	Fin.	Crit.		Inic.	Fin.	
001-003	PV003	PV004	76	838,36	835,33	837,31	834,28	1,05	1,05	150	0,04	0,12	0,19	1,07	1,07	2,10	4,97	0,13	0,13	
001-004	PV004	PV005	64	835,33	829,70	834,28	828,65	1,05	1,05	150	0,09	0,16	0,25	1,42	1,42	1,92	9,18	0,11	0,11	
001-005	PV005	PV006	79	829,70	826,83	828,65	825,78	1,05	1,05	150	0,04	0,20	0,32	1,04	1,04	2,12	4,62	0,14	0,14	
001-006	PV006	PV007	92	826,83	823,53	825,78	822,48	1,05	1,05	150	0,04	0,25	0,39	1,04	1,04	2,12	4,38	0,14	0,14	
001-007	PV007	PV008	61	823,53	821,70	822,48	820,65	1,05	1,05	150	0,03	0,38	0,45	0,97	0,97	2,17	3,99	0,14	0,14	
001-008	PV008	PV009	58	821,70	821,10	820,65	820,05	1,05	1,05	150	0,01	0,90	1,44	0,67	0,67	2,44	1,74	0,18	0,18	
001-009	PV009	FM	9	821,10	821,10	820,05	820,01	1,05	1,09	150	0,01	1,03	1,64	0,52	0,53	2,69	1,00	0,22	0,23	FM